

Titre: Etude des mécanismes de fissuration dans les argiles saturées
Title:

Auteur: Kodjovi Mawuméto Degue
Author:

Date: 1997

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Degue, K. M. (1997). Etude des mécanismes de fissuration dans les argiles saturées [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/6805/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/6805/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:**
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DES MÉCANISMES DE FISSURATION DANS
LES ARGILES SATURÉES

KODJOVI MAWUMÉTO DEGUE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU GRADE DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.)
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 1997



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-32997-6

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉTUDE DES MÉCANISMES DE FISSURATION DANS
LES ARGILES SATURÉES

présentée par : DEGUE Kodjovi Mawuméto

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. SILVESTRI Vincenzo, Ph.D., président

M. SOULIÉ Michel, D.Sc.A., membre et directeur de thèse

M. BAILON Jean-Paul, D.Sc.A., membre

M. KONRAD Jean-Marie, Ph.D., membre

À mes défunts parents.

À toi mon frère Adolphe qui m'a toujours encouragé dans mes études.

À toute ma famille dont le soutien a été indéfectible.

REMERCIEMENTS

Au terme de cette recherche, je voudrais remercier le Programme Canadien de Bourse de la Francophonie (PCBF) pour m'avoir permis par son support financier de compléter mes études. Je remercie également ses conseillères Madame Micheline Roberge de la direction de la Coopération à Québec et Madame Micheline Legault du service des étudiants de l'École Polytechnique de Montréal pour leur disponibilité et leur support moral.

Mes gratitude à mon professeur et directeur de thèse, le D^r Michel Soulié, pour ses conseils, sa patience, son soutien financier durant les derniers mois de ce travail et sa disponibilité malgré ses nombreuses occupations. Mes remerciements vont aussi à tous les professeurs et membres du personnel de la section Géotechnique.

Au technicien André Ducharme pour sa contribution et ses aides précieuses aux différents montages réalisés, je dis merci.

Pour avoir voulu consacrer de leur temps pour l'évaluation de cette thèse, je voudrais remercier tous les membres de jury.

A tous les collègues de la section, j'exprime mes remerciements pour le temps que nous avons partagé et les discussions fructueuses que nous avons souvent eues.

Je voudrais remercier ma conjointe Émilie pour sa compréhension et son soutien durant toutes mes études doctorales. A mes enfants Sylvain et Shana qui doivent trouver difficile de voir leur père si souvent absent du domicile, je dis merci.

A mes frères Adolphe et Michel et à mes soeurs Théodore et Victoire, je voudrais dire un merci très particulier pour leurs encouragements et leur soutien moral sans lesquels cette thèse n'aurait pas abouti.

Pour tous ceux et celles qui de près ou de loin, ont contribué au bon déroulement de la thèse et surtout à mon ami Tia Noël Koné qui a bien voulu user de son temps à la lecture de cette thèse et à Riad Diab pour son aide dans la version anglaise du résumé, j'exprime mes remerciements.

RÉSUMÉ

Cet travail consiste à étudier les mécanismes de fissuration dans les argiles saturées. Le processus de fissuration dans une argile saturée entraîne la séparation de chacune des phases : le squelette et l'eau. En effet, nombreux sont les chercheurs qui se sont demandé si dans une rupture en traction on ne doit pas vaincre aussi la résistance de l'eau avant d'arriver à la rupture. Les objectifs principaux de cette thèse sont d'étudier le rôle de l'eau interstitielle dans la rupture en traction d'une argile saturée et sous quelle forme s'exprime le critère de rupture.

Contrairement à la rupture en cisaillement dans les argiles saturées où le critère est en contrainte effective, celui en traction est assez mal connu et on ne sait pas à ce jour si le critère s'exprime en contraintes effectives ou en contraintes totales. La recherche dans ce domaine est presque inexistante parce que la résistance à la traction est généralement négligée dans les méthodes de conception et les théories tenant en compte la traction sont presque inexistantes. Mais l'intérêt grandissant que les chercheurs accordent maintenant à la présence de fissure de traction dans les sols relance la recherche dans ce domaine.

Pour répondre à ces interrogations, nous avons ainsi choisi de faire des essais de fracturation PHCFT (Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test) sur un échantillon cylindrique creux d'argile saturée avec une fissure symétrique droite initiale et sans l'utilisation de membrane. L'échantillon d'argile baigne complètement dans des fluides (Eau, huile blanche +0,292% d'octadecanol, huile blanche +0,194% d'octadecanol, huile blanche et l'air) ayant des tensions

interfaciales avec l'eau interstitielle différentes pendant tout l'essai. La mesure de la pression interstitielle est faite à la base et au sommet de l'échantillon cylindrique et l'étanchéité est assurée en utilisant la graisse de silicium. Les essais ont été faits sur l'argile de Sainte-Hilaire à l'état naturel et consolidée préalablement à une pression de 200 kPa en utilisant plusieurs longueurs de fissure initiale et une pression de confinement de 252 kPa. Enfin nous avons effectué une analyse théorique des contraintes totales, effectives et de la pression d'eau générées au voisinage d'une fissure.

Une différence significative existe entre les résultats des essais où la tension interfaciale est nulle (le fluide utilisé est l'eau) et ceux où la tension interfaciale est différente de zéro. On observe que la pression interstitielle initiale (avant le début de l'essai) varie linéairement en fonction de la tension interfaciale. Des essais de cisaillement sans membrane avec des échantillons baignant dans les différents fluides et des essais avec membrane confirment ces résultats. Le rayon de courbure à l'interface de l'eau et du fluide s'ajuste automatiquement pendant la déformation de l'échantillon, de façon à ce que les pressions interstitielles tendent vers la même valeur. Alors que pendant l'application de la pression de confinement le rayon de courbure semble être le même pour tous les fluides et la pression interstitielle s'ajuste en fonction de la tension interfaciale, sauf dans le cas de l'eau où il n'y a pas d'interface. Ce comportement que nous avons appelé "effet de membrane" est très intéressant car il permet de se passer de membrane dans les essais où l'utilisation de la membrane est délicate ou impossible.

Dans les essais où le fluide est l'eau, seul le squelette résiste. Les essais où les fluides sont tels

que la tension interfaciale est non nulle, représentent le comportement du squelette + eau. La différence entre les résultats des essais avec des fluides et ceux obtenus à partir des essais avec l'eau représente la contribution de l'eau interstitielle. Cette différence ne peut pas être expliquée par les conditions initiales des essais, car la concentration de contrainte en bout de fissure due à cette différence est très élevée comme le montre les résultats théoriques.

L'analyse des résultats a été faite en calculant les facteurs d'intensité de contraintes et les énergies de fissuration.

- Le calcul des facteurs d'intensité de contraintes critiques montre que la rupture a lieu quand celui dû au squelette K_I' atteint une valeur critique, de même que pour celui dû au squelette + eau K_I . Comme trouvée théoriquement la différence des deux résultats, représente le facteur d'intensité de contrainte dû à l'eau K_I^w .

- Le calcul des énergies de fissuration indique une relation linéaire avec l'accroissement de la longueur de la fissure aussi bien pour le squelette que pour le squelette + eau. De plus l'énergie de fissuration est indépendante de la longueur de la fissure initiale. La différence entre l'énergie de fissuration du squelette + eau (essais avec les fluides où $\gamma_{wF} \neq 0$) et celle du squelette (essai avec l'eau $\gamma_{wF} = 0$) représente ainsi l'énergie de fissuration de l'eau.

Dans les deux cas, la fraction représentant la participation du squelette ou celle de l'eau, à l'énergie de fissuration totale ou le facteur d'intensité de contrainte totale est la même. A partir des différents résultats, nous avons conclu que le critère de rupture en traction n'est pas uniquement en contraintes effectives. Le critère de rupture peut s'exprimer alors en contrainte

mixte ($f(\sigma, u)$ ou $f(\sigma', u)$), car la rupture a lieu quand les deux composantes de l'argile saturée parviennent à la rupture.

ABSTRACT

This research consists of studying the fissuring mechanism in saturated clay. Obviously the fissuring process in saturated clay causes the separation of each of the following two phases : skeleton and water. Indeed, many researchers have mentioned the possibility that the tensile failure occurred in soils when the pore water resistance is overcome (pore water fissuring). The major objectives of this thesis are to study the role of the pore water in the tensile resistance and to investigate the criterion that governs the tensile failure of saturated clay.

It is well known that the stresses causing the shear failure are the effective stresses, however it is not known which of the effective stresses or total stresses govern the criterion of tensile failure. The researches in this area are non-existent because the tensile strength is generally neglected in soils. The recent interests in the presence of tensile fissure in soils raise the research in this field.

For this purpose, Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Tests (PHCFT) on saturated clay with an initial straight symmetrical slot and without the use of membrane have been made. The clay sample has been soaked entirely in fluids (Water, white oil +0,292% d'octadecanol, white oil +0,194% d'octadecanol, white oil and air) having different interfacial tension with the pore water. The measure of the pore pressure is made at the bottom and at the top of the cylindrical sample. Tests have been made on natural samples and also on samples preconsolidated isotropically to a pressure of 200 kPa. The clays used in this study has been taken from Saint-

Hilaire region. The effect of the initial slot length was investigated and finally a theoretical analysis has been undertaken.

A significant difference exists between results of tests where the interfacial tension is zero (the fluid used is water) and those where the interfacial tension is different from zero. On the other hand the initial pore pressure (before the test) varied linearly as a function of the interfacial tension. The shear tests on samples soaked in different fluids without using a membrane and on samples with membrane confirmed these results. The radius of curvature at the interface of the water and the fluid set automatically during the deformation of the soil sample as the pore pressures tend to the same value. During the application of confining pressure, the radius of curvature seems to be the same for all fluids except for water and the pore water pressure varied as a function of the interfacial tension. This behavior which we have called the "membrane effect" is very interesting because it will allow tests, where the use of membrane is delicate or impossible, to be done correctly.

In tests where water is used as fluid, the only resistance comes from the skeleton however the tests where fluids are such that the interfacial tension is different from zero represent the behavior of the skeleton + water. The difference between results obtained from tests with fluids and those with water represents the contribution of the pore water to the resistance. This difference can not be explained by initial test conditions because the stress concentration at the fissure tips is very high as the theoretical result indicated.

The analysis of the results has been made by calculating the stress intensity factors and fissuring energy.

- The calculation of the critical stress intensity factors showed that the rupture takes place when that due to the skeleton and also that due to the skeleton + water reaches a critical value. As found theoretically the difference of the two results represents the stress intensity factor due to the pore water.
- The calculation of the fissuring energy indicates a linear relationship with the length of the fissure for the skeleton as well as for the skeleton + water. The fissuring energy is independent of the initial fissure length. The difference between the fissuring energy of the skeleton + water (tests with fluids where $\gamma_{WF} \neq 0$) and that of the skeleton (test with water $\gamma_{WF} = 0$) represents the water fissuring energy.

As a conclusion, the tensile failure criterion of rupture is not governed by the effective stresses neither by the total stresses but by a mixed stresses ($f(\sigma, u)$ or $f(\sigma', u)$) because failure takes place when the two components of saturated clay get the rupture.

TABLE DES MATIÈRES

Dédicace	iv
Remerciements	v
Résumé	vii
Abstract	xi
Table des matières	xiv
Liste des tableaux	xix
Liste des figures	xxi
Liste des sigles et abréviations	xxxii
Liste des annexes	xxxvi

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION 1

1-1 Problématique	1
1-2 Objectif de cette recherche	2
1-3 Plan de l'étude	3

CHAPITRE II : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE 5

2.1 Sollicitations pouvant entraîner la fissuration de l'argile	5
2.2 Les essais de résistance à la traction	6
2.2.1 Les essais directs de résistance à la traction	7

2.2.2 Les essais indirects de résistance à la traction	8
2.3 Les facteurs qui influencent la résistance à la traction	11
2.4 Critères de rupture en traction	13
2.4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb	14
2.4.2 Critère de rupture de Griffith	15
2.4.3 Critère de rupture de Weibull	18
2.4.4 Théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture	19

CHAPITRE III : PRÉSENTATION DE LA DÉMARCHE DE

RECHERCHE	24
3.1 Introduction	24
3.2 Pression interstitielle dans un échantillon baignant dans un fluide	24
3.3 Processus énergétique pendant la fissuration de l'argile	25
3.4 Étude préliminaire	27
3.5 Effet d'une consolidation préalable	28
3.6 Choix du type d'essai	29
3.7 Choix des différents fluides	31
3.8 Essai de cisaillement avec les différents fluides	32
3.9 Caractéristiques géotechnique de l'argile de Saint-Hilaire	33
3.10 Conclusion	35

CHAPITRE IV : ANALYSE THÉORIQUE	37
4.1 Introduction	37
4.2 Contraintes dans un échantillon d'argile saturée ayant une fissure elliptique ...	38
4.2.1 Équation d'équilibre en coordonnées elliptiques	38
4.2.2 Relation contrainte déformation	40
4.2.3 Équation de compatibilité	41
4.2.4 Condition de l'essai	42
4.2.5 Solution de l'équation d'équilibre en coordonnée elliptique (non drainée)	43
4.2.6 Application à un échantillon soumis aux mêmes conditions que l'échantillon cylindrique creux d'argile avec fissure initiale	47
4.3 Mécanique élastique linéaire de la rupture appliquée aux argiles saturées	55
4.3.1 Équation d'équilibre en deux dimensions	55
4.3.2 Condition de déroulement de l'essai	56
4.3.3 Solution de l'équilibre en condition non drainée (Mode I)	58
4.3.4 Contrainte et déplacement en bout de fissure (Mode I)	59
 CHAPITRE V : APPAREILLAGE ET PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE	 63
5.1 Essai de fracturation (PHCFT)	63
5.1.1 Choix des dimensions de l'échantillon	63

5.1.2 Appareillage	65
5.1.3 Préparation de l'échantillon et montage de l'essai	70
5.1.4 Déroulement et contrôle de l'essai	74
5.2 Essais de cisaillement	75
5.2.1 Choix des dimensions de l'échantillon	76
5.2.2 Modification apportée à la cellule triaxiale	76
5.2.3 Montage de l'essai	79
5.2.4 Déroulement des essais	79
CHAPITRE VI : PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	81
6.1 Introduction	81
6.2 Essai de fracturation (PHCFT) sur l'argile naturelle	84
6.3 Essai de fracturation hydraulique sur une argile consolidée à 200 kPa avec une longueur de fissure initiale $2a_0 = 25,5$ mm	87
6.4 Essai de fracturation hydraulique sur une argile consolidée à 200 kPa avec une longueur de fissure initiale $2a_0 = 14,0$ mm	99
6.5 Essai de fracturation hydraulique sur une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure initiale	102
6.6 Résultats des essais de cisaillement	110
6.7 Conclusion	125

CHAPITRE VII : ANALYSE DES RÉSULTATS	127
7.1 Influence de la tension interfaciale et de la fissure initiale $2a_0$ et de la pression de préconsolidation	127
7.1.1 Influence de la tension interfaciale et de la fissure initiale $2a_0$	127
7.1.2 Influence de la pression de préconsolidation	131
7.2 Facteurs d'intensité de contraintes	131
7.3 Approche énergétique	137
7.4 Discussion	157
 CHAPITRE VIII : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	 159
8.1 Conclusions	159
8.2 Recommandations	161
 RÉFÉRENCES	 163
 ANNEXES	 174

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Résultats des essais brésiliens dans l'eau et dans l'air	28
Tableau 3.2 : Les différents fluides et leurs tensions interfaciales avec l'eau	32
Tableau 3.3 : Caractéristiques géotechnique de l'argiles de Saint-Hilaire	34
Tableau 5.1 : Précision avec les différents types de précisions	69
Tableau 5.2 : Résultats d'essai de calibration	71
Tableau 6.1 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile naturelle avec $2a_0 = 25,5$ mm	88
Tableau 6.2 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile consolidée préalablement à 200 kPa avec $2a_0 = 25,5$ mm	95
Tableau 6.3 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile consolidée préalablement à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	103
Tableau 6.4 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile consolidée préalablement à 200 kPa et sans fissure initiale	103
Tableau 6.5 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillements	118
Tableau 7.1 : Résultats du calcul des facteurs d'intensité de contraintes	135
Tableau 7.2 : Récapitulatif du calcul des facteurs d'intensité de contraintes pour l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa	136
Tableau 7.3 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'eau	140

Tableau 7.4 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche +0,292 % d'octadecanol	141
Tableau 7.5 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche +0,194 % d'octadecanol	142
Tableau 7.6 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche	143
Tableau 7.7 : Résultats du calcul des pentes de la courbe de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure	154
Tableau 7.8 : Récapitulatif du calcul des énergies de surface	153

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Essai de traction de Bishop et Garga (1969)	9
Figure 2.2 : Échantillon cylindrique creux (Dakpo, 1993)	9
Figure 2.3 : Enveloppe de rupture selon les différents critères de rupture (Lee & Ingles, 1968)	17
Figure 2.4 : Modes de fissuration élémentaires	17
Figure 3.1 : Énergie mise en œuvre pendant la fissuration de l'argile	26
Figure 3.2 : Courbe typique de consolidation à 200 kPa de l'argile de Saint-Hilaire	30
Figure 3.3 : Courbe d'état limite normalisée de l'argile de Saint-Hilaire (Mekallach, 1987).	36
Figure 4.1 : Échantillon d'argile avec une fissure elliptique sous chargement	39
Figure 4.2 : Contraintes normalisées par rapport à $(-P_i)$ le long de l'axe AP	51
Figure 4.3 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma_{\alpha\alpha}$	51
Figure 4.4 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma_{\beta\beta}$	53
Figure 4.5 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma'_{\beta\beta}$	53
Figure 4.6 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur U	54
Figure 4.7 : Échantillon d'argile avec fissure droite initiale ($2a_0$) sous chargement	60
Figure 5.1 : Représentation schématique de l'échantillon cylindrique creux	64
Figure 5.2 : Plaque circulaire pour tailler le cylindre intérieur	67
Figure 5.3 : Tige pour expulser l'échantillon dans le cylindre intérieur	67
Figure 5.4 : Pièce utilisée comme la base et le sommet de l'échantillon pour assurer	

l'étanchéité et mesurer la pression interstitielle	68
Figure 5.5 : Pièce utilisée comme support à la base de l'échantillon pour les essais de cisaillements	77
Figure 5.6 : Pièce utilisée comme support au sommet de l'échantillon pour les essais de cisaillements	78
Figure 6.1 : Influence du trou initial sur le facteur d'intensité de contrainte Newman, 1971 (source Tada <i>et al</i> , 1985)	83
Figure 6.2 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	85
Figure 6.3 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	85
Figure 6.4 : Courbe moyenne de facturation (PHCFT) avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	89
Figure 6.5 : Variation moyenne de la pression interstitielle pendant l'essai avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	89
Figure 6.6 : Influence de la tension de surface sur la pression au pic avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	90
Figure 6.7 : Influence de la pression de surface sur la pression interstitielle avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	90
Figure 6.8 : Photo d'un échantillon d'argile naturelle après l'essai de fracturation (PHCFT) pour $2a_0 = 25,5$ mm	91

Figure 6.9 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	92
Figure 6.10 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	92
Figure 6.11 : Courbe moyenne de fracturation (PHCFT) avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	96
Figure 6.12 : Variation moyenne de la pression interstitielle pendant l'essai avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	96
Figure 6.13 : Influence de la tension de surface sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	97
Figure 6.14 : Influence de la tension de surface sur la pression interstitielle avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	97
Figure 6.15 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa après l'essai de fracturation (PHCFT) pour $2a_0 = 25,5$ mm	98
Figure 6.16 : Courbe de fracturation(PHCFT) avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	100
Figure 6.17 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	100
Figure 6.18 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec tous les fluides (sauf l'air) pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	101
Figure 6.19 : Variation de la pression interstitielle pour tous les fluides (sauf l'air) pour	

une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	101
Figure 6.20 : Influence de la tension de surface sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	104
Figure 6.21 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa après l'essai de fracturation (PHCFT) pour $2a_0$ 14,0 mm	105
Figure 6.22 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	107
Figure 6.23 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	107
Figure 6.24 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec tous les fluides, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	108
Figure 6.25 : Variation de la pression pour tous les fluides, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	108
Figure 6.26 : Influence de la tension de surface sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	109
Figure 6.27 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'eau	111
Figure 6.28 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'eau	111
Figure 6.29 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'eau	112
Figure 6.30 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa après un essai de cisaillement avec l'eau	113

Figure 6.31 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa après un essai de cisaillement avec l'huile ou l'air	114
Figure 6.32 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche +0,292% d'octadecanol	115
Figure 6.33 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche +0,292% d'octadecanol	115
Figure 6.34 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche +0,292 % d'octadecanol	116
Figure 6.35 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche+0,292% d'octadecanol	116
Figure 6.36 : Essai de cisaillement avec l'échantillon dans une membrane	119
Figure 6.37 : Pression interstitielle avec l'échantillon dans une membrane	119
Figure 6.38 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon dans une membrane ..	120
Figure 6.39 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon dans une membrane	120
Figure 6.40 : Comparaison des courbes de cisaillement avec les différents fluides	121
Figure 6.41 : Comparaison des rapports des contraintes effectives avec les différents fluides	121
Figure 6.42 : Comparaison des pressions interstitielles générées pendant l'essai avec les différents fluides	123
Figure 6.43 : Comparaison des cheminements de contraintes effectives avec les	

différents fluides	123
Figure 6.44 : Influence de la tension interfaciale sur la résistance au cisaillement	124
Figure 6.45 : Influence de la tension interfaciale sur le rapport $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$	124
Figure 7.1 : Influence de la tension interfaciale et de la longueur de la fissure sur la pression au pic	128
Figure 7.2 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'eau	128
Figure 7.3 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol	129
Figure 7.4 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche	129
Figure 7.5 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'air	130
Figure 7.6 : Influence de la fissure initiale sur la pression au pic	130
Figure 7.7 : Influence de la pression de préconsolidation sur les essais avec l'eau	132
Figure 7.8 : Influence de la pression de préconsolidation sur les essais avec les huiles	132
Figure 7.9 : Gros plan sur une fissure initiale avec prétrou	133
Figure 7.10 : Variation de la pression intérieure en fonction de la longueur de la fissure pour les huiles et l'eau	138
Figure 7.11 : Courbe montante comment l'énergie W a été déterminée	138

Figure 7.12 : Énergie de fissuration (du squelette) dans le cas où l'eau est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm	144
Figure 7.13 : Énergie de fissuration (du squelette) dans le cas où l'eau est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm	144
Figure 7.14 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche +0,292% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm	145
Figure 7.15 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche +0,292% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm	145
Figure 7.16 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm	146
Figure 7.17 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm	146
Figure 7.18 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche +0,194% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm	147
Figure 7.19 : Comparaison de l'énergie de la fissuration pour $2a_0 = 25,5$ mm	147
Figure 7.20 : Comparaison de l'énergie de fissuration pour $2a_0 = 14,0$ mm	148
Figure 7.21 : Contribution de l'eau à l'énergie pour $2a_0 = 25,5$ mm	148
Figure 7.22 : Contribution de l'eau à l'énergie de fissuration pour $2a_0 = 14,0$ mm	149
Figure 7.23 : Comparaison de l'énergie de fissuration du squelette et celle de l'eau pour $2a_0 = 25,5$ mm	149
Figure 7.24 : Comparaison de l'énergie de fissuration du squelette et celle de l'eau	

pour $2a_0 = 14,0$ mm	151
Figure 7.25 : Indépendance de l'énergie de fissuration de la longueur de la fissure initiale pour les essais avec l'eau (énergie du squelette)	151
Figure 7.26 : Indépendance de l'énergie de fissuration (squelette + eau) de la longueur de la fissure initiale pour les essais avec l'huile blanche +0,292 % d'octadecanol	152
Figure 7.27 : Indépendance de l'énergie de fissuration (squelette + eau) de la longueur de la fissure initiale pour les essais avec l'huile blanche	152
Figure 7.28 : Énergie de fissuration du squelette en fonction de $\Delta (2a)$	155
Figure 7.29 : Énergie de fissuration totale (Squelette + Eau) en fonction de $\Delta (2a)$	155
Figure 7.30 : Énergie de fissuration de l'eau en fonction de $\Delta (2a)$	156
Figure 7.31 : Comparaison des différentes énergies de fissuration	156
Figure 7.32 : Nature fractale de la surface d'une fissure	157
Figure A.1 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	175
Figure A.2 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	175
Figure A.3 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	176
Figure A.4 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	176

Figure A.5 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	177
Figure A.6 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	177
Figure A.7 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	178
Figure A.8 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm	178
Figure A.9 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	179
Figure A.10 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	179
Figure A.11 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	180
Figure A.12 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	180
Figure A.13 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	181
Figure A.14 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa	

et $2a_0 = 25,5$ mm	181
Figure A.15 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	182
Figure A.16 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm	182
Figure A.17 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	183
Figure A.18 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	183
Figure A.19 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	184
Figure A.20 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	184
Figure A.21 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	185
Figure A.22 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm	185
Figure A.23 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	186
Figure A.24 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour	

pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	186
Figure A.25 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	187
Figure A.26 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	187
Figure A.27 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	188
Figure A.28 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure	188
Figure A.29 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche	189
Figure A.30 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche	189
Figure A.31 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche	190
Figure A.32 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche	190
Figure A.33 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'air	191
Figure A.34 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'air	191
Figure A.35 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'air	192
Figure A.36 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'air	192

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

α, β, z : coordonnées curvilignes elliptiques

$\varepsilon_{\alpha\alpha}, \varepsilon_{\beta\beta}, \varepsilon_{\alpha\beta}$: déformations en coordonnées curvilignes elliptiques

$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{xy}$: déformations en coordonnées cartésiennes

ε_{pic} : déformation au pic

ϕ : angle de frottement interne

γ : tension interfaciale

γ_{FW} : tension interfaciale fluide eau

γ_w : masse volumique de l'eau

ν : coefficient de Poisson

σ : contrainte totale

σ' : contrainte effective

$\sigma_{\alpha\alpha}, \sigma_{\beta\beta}, \sigma_{\alpha\beta}$: composante de la contrainte totale en coordonnées elliptiques

$\sigma'_{\alpha\alpha}, \sigma'_{\beta\beta}, \sigma'_{\alpha\beta}$: composante de la contrainte effective en coordonnées elliptiques

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}$: composante de la contrainte effective en coordonnées cartésiennes

$\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}$: composante de la contrainte effective en coordonnées cartésiennes

σ_1, σ_3 : contrainte principale totale majeure et mineure

σ'_1, σ'_3 : contrainte principale effective majeure et mineure

σ_{ff} : contrainte normale à la rupture au plan de rupture

- τ : contrainte tangentielle de cisaillement
- τ_{ff} : contrainte de cisaillement sur le plan de rupture à la rupture
- A_γ : pente de la courbe de l'énergie de fissuration
- $2.a_0$: longueur de la fissure initiale
- A_s : aire de la section de rupture
- $2.b_0$: largeur de la fissure initiale
- C : cohésion intrinsèque du sol
- C_u : résistance au cisaillement
- D : diamètre de l'échantillon
- E : module de Young
- F_{max} : force maximale appliquée
- G : énergie de surface
- H : hauteur de l'échantillon
- HB : huile blanche
- $HB1$: huile blanche +0,194% d'octadecanol
- $HB2$: huile blanche +0,292% d'octadecanol
- $Im Z$: partie imaginaire de la fonction complexe Z
- K : facteur d'intensité de contrainte
- K_I, K_{II}, K_{III} : facteurs d'intensité de contraintes respectivement en mode I, II, III
- $K_{IC}, K_{IIC}, K_{IIIC}$: facteurs d'intensité de contraintes critiques respectivement en mode I, II, III
- K_I^w : facteur d'intensité de contrainte de l'eau interstitielle

K'_i : facteur d'intensité de contrainte effective

L : longueur de l'échantillon

OCR : rapport de surconsolidation

P_e : pression extérieure

P_f : pression intérieure à la rupture finale

P_F : pression du fluide

PHCFT: Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test

$P_{i\text{ rés}}$: pression intérieure résiduelle

$P_{i\text{ pic}}$: pression intérieure au pic

P_i : pression intérieure

P_u : Pression intérieure à l'endroit où la pression interstitielle est mesurée
quand la fissure atteint ce point

Q, R : Contraintes appliquées

$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$: résistance au cisaillement mobilisée

r : rayon en bout de fissure

$\text{Re } Z$: partie réelle de la fonction complexe Z

R_e : Rayon extérieur de l'échantillon

R_i : Rayon intérieur de l'échantillon

T_0 : résistance à la traction

T_f : temps à la rupture finale

T_{pic} : temps au pic

- T_u : temps ou la fissure atteint l'endroit ou la pression interstitielle est mesurée
- u : pression interstitielle
- u_α, u_β : déplacement respectivement dans les directions α et β
- u_0 : pression interstitielle initiale
- u_x, u_y : déplacement respectivement dans les directions x et y
- V : volume de l'échantillon
- W : énergie de fissuration
- w : teneur en eau
- Z, Z^* : fonctions analytiques de la variable complexe z

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Courbes de fracturation (PHCFT) et de cisaillement	174
--	------------

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 Problématique

Cet travail consiste à étudier les mécanismes de fissuration dans les argiles saturées. En effet, la présence de fissures dans l'argile affecte ses propriétés physiques et mécaniques. Les conséquences liées à la présence des fissures dans l'argile sont nombreuses.

Elles affectent la stabilité d'une pente ou d'une excavation en diminuant la longueur de la surface de glissement, causant la rupture à une profondeur plus faible par rapport à une autre n'ayant pas de fissure. La connaissance de la profondeur et la répartition spatiale des fissures sont importantes pour faire une prévision de la profondeur maximale d'excavation.

La contamination de la nappe phréatique sous une couche argile fissurée est beaucoup plus rapide car l'écoulement des polluants se fait préférentiellement à travers le réseau des fissures. Dans ce cas aussi, la connaissance de la profondeur et la répartition spatiale des fissures sont importantes.

Elles affectent aussi la compressibilité, la vitesse de consolidation, la résistance d'une couche d'argile ainsi que la vitesse de recharge de la nappe.

La présence de fissures dans un barrage en terre peut mener à une érosion progressive pouvant mettre en danger sa stabilité.

Ces fissures sont dues à des contraintes de traction locales et l'évaluation de la profondeur des fissures n'est possible que si l'on connaît les mécanismes qui gouvernent la fissuration dans les argiles, surtout le critère de rupture en traction.

La résistance à la traction de l'argile est généralement considérée comme faible dans les applications d'ingénierie et est donc dans la plupart des cas négligée. Le fait que la résistance à la traction de l'argile est négligée dans la plupart des applications de géotechnique a entraîné une absence presque complète de données sur le comportement en traction de l'argile. Les théories qui prennent en compte la résistance à la traction sont peu nombreuses, même dans les cas où on sait que le sol est sollicité en traction, bien que l'introduction de la résistance à la traction dans le calcul de la stabilité des excavations temporaires montre qu'elle a une très grande influence sur la stabilité.

1.2 Objectif de cette étude

Contrairement au comportement en cisaillement, le rôle que joue l'eau dans la traction n'est pas très connu. Nombreux sont les chercheurs qui se sont demandés si dans une rupture en traction on ne doit pas vaincre aussi la résistance de l'eau avant d'arriver à la rupture (Ingles, 1962; Ajaz et Parry, 1974; Murdoch, 1993). En effet, le processus de

fissuration dans une argile saturée entraîne la séparation de chacune des phases : le squelette et l'eau. Si on admet que le squelette transmet les contraintes effectives il est logique de supposer que le critère de séparation de cette phase puisse s'exprimer en contraintes effectives. Par contre, la question de savoir quel est le rôle de l'eau dans la rupture en traction d'une argile saturée et si l'eau participe activement à la résistance à la traction, reste ouverte. La réponse à cette question est l'objectif principal de cette thèse.

1.3 Plan de l'étude

Ce travail sera présenté comme suit :

Au chapitre 2, nous ferons une revue bibliographique des études antérieures sur le sujet. Nous parlerons des sollicitations pouvant entraîner la fissuration de l'argile, de l'influence de la présence d'une fissure sur la résistance à la traction et des différents essais qui existent pour déterminer la résistance à la traction dans les argiles. Nous aborderons ensuite quelques uns des critères de rupture qui existent et la théorie de la mécanique linéaire et élastique de la rupture.

Nous présenterons ensuite la démarche de recherche (chapitre 3), c'est-à-dire comment nous comptons nous y prendre pour démontrer le rôle de l'eau dans la rupture en traction, par l'utilisation de différents fluides dans la fissure. Nous calculerons l'énergie de surface

rentrant en compte dans la création d'une fissure dans une argile saturée en présence de différents fluides.

Le chapitre 4 sera consacré à une analyse théorique pour déterminer les contraintes totales (σ), effectives (σ') et la pression interstitielle (u) dans un échantillon d'argile saturée contenant une fissure de forme elliptique. Nous y déterminerons aussi les équations de l'application de la mécanique linéaire et élastique de la rupture aux argiles saturées en mode I, les champs de contraintes totales, effectives et la pression interstitielle en bout de fissure.

La procédure expérimentale de l'essai de fracturation PHCFT (Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test) et de cisaillement sera abordée au chapitre 5 ainsi que la présentations de l'appareillage utilisé.

Les résultats des essais de fracturation PHCFT et de cisaillement avec les fluides de tensions interfaciales différents, seront présentés au chapitre 6.

L'analyse et la discussion des résultats seront présentées au chapitre 7. Nous y calculerons les différents facteurs d'intensité de contraintes et surtout les différentes énergies de fissuration y compris celle de l'eau.

Enfin, le chapitre 8 est consacré aux conclusions et aux recommandations.

CHAPITRE II

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Sollicitations pouvant entraîner la fissuration de l'argile

Les causes de l'existence de certaines argiles fissurées à l'état naturel sont nombreuses. Williams et Jennings (1977) ont trouvé dans la littérature que ces fissures ont été créées dans diverses circonstances parmi lesquelles on peut citer :

- la consolidation ou le gonflement inégal des couches d'argile (Casagrande, 1949);
- l'agglomération des particules argileuses (Eide, 1967);
- les conséquences de mouvement tectonique ou de glissement de terrain (Skempton, 1966);
- un assèchement inégal de l'argile qui entraîne la fissuration (Corte et Higashi, 1964).

Des sollicitations externes appliquées sur l'argile peuvent induire des contraintes de tractions. Voici quelques exemples de sollicitations induisant de la traction dans les argiles et qui peuvent entraîner la fissuration ou la propagation des fissures dans l'argile lorsque:

- Le sommet des pentes naturelles ou d'une excavation est soumis à des contraintes de traction pouvant entraîner de la fissuration (Silvestri et Tabib, 1983; Baker, 1981).
- Un remblai rigide sur de l'argile molle est soumis à la traction suite à des déplacements horizontaux de la base.
- Les charges appliquées sur les fondations superficielles ou profondes causent une région de fortes contraintes de traction.

- Le tassement différentiel causé par le changement de volume des matériaux du barrage ainsi que celui causé par le compactage inégal ou la consolidation entraînent le développement de fissures dans le corps des barrages.
- Les zones des barrages formées de couches rigides comprises entre deux couches plastiques tendent à développer des fissures locales pendant la déformation de l'ensemble du barrage.
- Un compactage inadéquat des couches individuelles ou un lien faible entre les couches peuvent causer des fissures entre les interfaces.
- Des contraintes de cisaillement horizontales causées par la circulation des camions lourds sur le barrage peuvent entraîner des fissures horizontales dans le corps du barrage.

De plus, des études effectuées par Haberfield et Johnston, (1989) ont montré que les contraintes circonférencielles autour des pressiomètres peuvent être négatives (traction).

La résistance à la traction de l'argile est l'un des paramètres les plus importants pour étudier les mécanismes de fissuration dans l'argile. Pour l'évaluer, les chercheurs ont recours à des essais de traction.

2.2 Les essais de résistance à la traction

Il existe plusieurs types d'essais de traction que nous pouvons classer en deux grands groupes qui sont : les essais directs de résistance à la traction et les essais indirects.

2.2.1 Les essais directs de résistance à la traction

L'essai de traction direct a l'avantage d'être le seul essai pour lequel en principe toutes les contraintes et déformations sont homogènes et peuvent être mesurées sans faire d'hypothèses sur la relation contrainte-déformation. En pratique, il a le désavantage qu'il est très difficile d'appliquer une contrainte de traction sur l'échantillon sans provoquer un champ de contrainte non uniforme. Le défi majeur de l'essai de traction direct est de trouver une manière d'appliquer une contrainte de traction sur l'échantillon sans entraîner une non homogénéité des contraintes dans l'échantillon. Ceci a donné lieu à plusieurs types d'essais de traction directs qui se différencient les uns des autres par la manière dont la contrainte de traction est appliquée sur l'échantillon. La résistance à la traction T_0 pour ce genre d'essai est donnée par l'équation 2.1

$$T_0 = \frac{F_{\max}}{A_s} \quad (2.1)$$

avec F_{\max} la force maximale appliquée et A_s l'aire de la section où la rupture a eu lieu.

Haefeli (1951) a réalisé des essais de traction avec une cellule triaxiale modifiée. La traction est réalisée en tirant sur les extrémités préalablement gelées de l'échantillon. Mais le gel compliquait l'interprétation et l'évaluation des déformations et des contraintes.

Tschebotarioff *et al* (1952) ont réalisé des essais de traction sur des sols remaniés et compactés avec des échantillons de grande dimension. Dans leurs montage, ils tirent sur une des extrémités pendant que l'autre demeurait fixe.

Hasegawa et Ikeuti (1964) ont effectué des essais de traction sur des échantillons remaniés d'argile compactée et non saturée. La force de traction est appliquée sur l'échantillon à travers un morceau de métal enfoui dans l'échantillon avec les bouts élargis. L'échantillon est supporté horizontalement dans un bac de mercure.

Conlon (1966) a fait des essais de tractions non confinés drainés ou non drainés sur un échantillon d'argile silteuse. Les échantillons utilisés étaient des spécimens conventionnels triaxiaux, à la seule différence que la section de la partie centrale a été rétrécie. Dans son montage les extrémités de l'échantillon sont fixées par des anneaux, et la traction est exercée en tirant sur les extrémités par le biais d'une tête de chargement. L'essai de traction drainé est effectué dans l'eau à une vitesse très lente et sur un échantillon préalablement laissé dans l'eau pendant dix jours.

Bishop et Garga (1969) et Ramiah *et al.* (1977), au lieu de tirer sur les extrémités des échantillons, ont utilisé une pression de confinement dans une cellule triaxiale pour générer de la traction (figure 2.1).

2.2.2 Les essais indirects de résistance à la traction

L'essai de traction indirect le plus populaire pour tester les sols est l'essai brésilien. Il a plusieurs avantages parmi lesquels on peut citer : la simplicité de l'essai, car il ne nécessite pas d'appareillage compliqué et la faible variabilité des résultats.

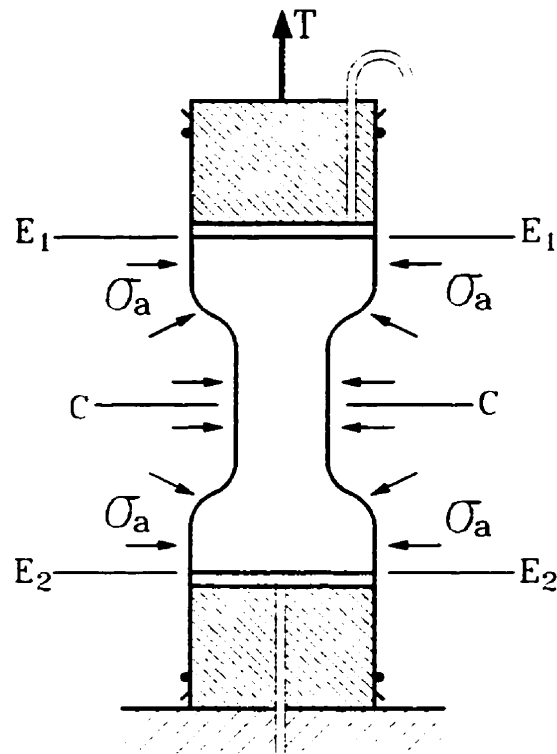


Figure 2.1 : Essai de traction de Bishop et Garga (1969)

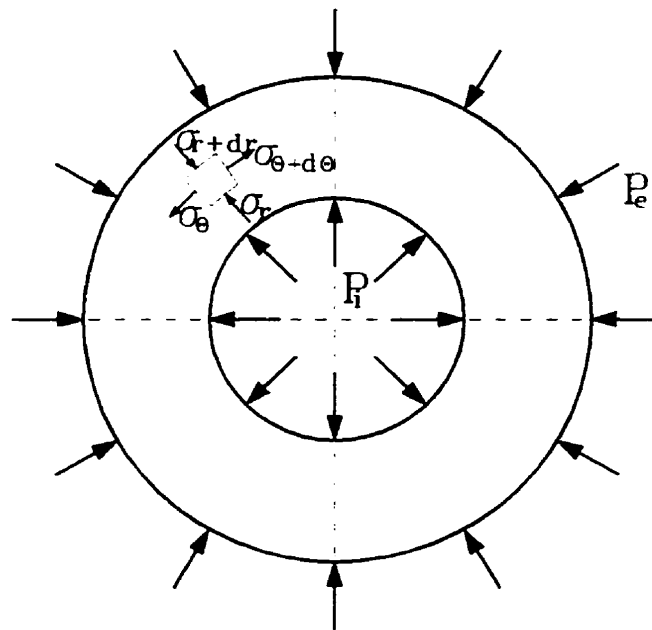


Figure 2.2 : Échantillon cylindrique creux (Dakpo, 1993)

Le seul désavantage majeur est que pour pouvoir interpréter l'essai on suppose que le matériau a un comportement élastique linéaire et que la rupture est fragile. La rupture est causée par des contraintes de traction perpendiculaire à la direction du chargement de compression et la résistance à la traction T_0 est calculée par (Carneiro et Barcellos, 1953) :

$$T_0 = \frac{2 F_{\max}}{\pi D L_0} \quad (2.2)$$

où T_0 est la résistance à la traction, F_{\max} la force maximale appliquée sur l'échantillon, D le diamètre de l'échantillon et L_0 la longueur de l'échantillon.

Uchida et Matsumoto (1960) ont trouvé qu'il existe une relation entre la résistance au cisaillement non confinée non drainée et la résistance à la traction non drainée de l'argile en faisant des essais brésiliens. Ils trouvèrent que la résistance en compression du sol (σ_c) vaut sept fois la résistance à la traction (T_0), soit $\sigma_c = 7.T_0$. Ils ont trouvé que le rapport diamètre (d) de l'échantillon sur sa longueur (L_0) a une influence sur la résistance à la traction, ce que d'autres travaux comme ceux d'Yamanouchi *et al.* (1977) confirment et même ces derniers auteurs trouvent que la résistance à la traction est maximum pour un rapport $d/L_0 = 2$. Depuis, d'autres auteurs ont utilisé l'essai brésilien pour caractériser le comportement des sols naturellement cimentés, Townsend *et al.* (1969), ont étudié le phénomène de fracturation dans une argile stabilisée (Ingles, 1969; Bhandari, 1972; Krishnayya *et al.*, 1974, et Narain *et al.*, 1970).

L'essai de traction qui a retenu le plus d'attention ces dernières années est l'essai de traction sur cylindre creux (figure 2.2). L'utilisation du cylindre creux comme échantillon

n'est pas une idée nouvelle même s'il reste à ce jour un outil exclusivement réservé à la recherche. Le cylindre creux a été utilisé par Al-Hussaini (1981) sur les sols cimentés pour déterminer leurs résistances à la traction. Les difficultés qui entourent le taillage d'un échantillon creux sont à l'origine de son impopularité pour déterminer la résistance à la traction du sol. Un essai triaxial sur des échantillons cylindriques creux d'argile intacte a été développé à l'École Polytechnique de Montréal (Dakpo, 1993). L'échantillon est découpé en utilisant la technique de l'électro-osmose. Cet appareil a été pour mesurer la résistance à la traction de l'argile (Abba, 1993). Tout comme pour l'essai brésilien, ils font l'hypothèse que le sol est élastique linéaire pour interpréter les mesures.

D'autres essais de mesure indirecte de la résistance à la traction existent parmi lesquels nous pouvons citer : l'essai de double poinçonnement, soit en anglais "Double Punch test" (Chen, 1975; Fang *et al.* 1971, Fang *et al.*, 1981), et de flexion "Flexure Test" (Ajaz *et al.*, 1975a et 1975b; Ingles *et al.*, 1963; Leonards *et al.* 1963; Kezdi, 1973).

2.3 Les facteurs qui influencent la résistance à la traction

Ajaz et Parry (1974) ont étudié la résistance à la traction pour les argiles compactées en faisant des essais directs de traction et ils ont souligné que :

- La résistance à la traction qu'offre un sol, à une force de traction qu'on lui applique, provient soit de la pression interstitielle négative, soit des liens interparticulaires (cohésion) ou des deux.
- Dans un essai de traction drainé où la pression interstitielle est nulle, la résistance à la traction doit être due aux liens interparticulaires seulement (Conlon, 1966; Bishop et Garga, 1969).

- La résistance à la traction d'une argile compactée dans un essai de traction direct est due essentiellement à la pression interstitielle négative avec peut-être une légère contribution provenant des liens interparticulaires.

Ce qui précède nous suggère que l'eau joue un rôle très important dans la résistance à la traction de l'argile, contrairement à son rôle passif dans la résistance au cisaillement. En effet, l'eau interstitielle peut supporter des contraintes de tractions très élevées alors qu'elle ne contribue pas directement à la résistance au cisaillement. Tabor (1979) a montré que la résistance théorique à la traction d'une eau pure est de 500 MPa. Tremperley et Chambers (1946) ont rapporté qu'une eau soigneusement désaérée dans un contenant dont les parois sont très lisses peut supporter une traction jusqu'à 10 % de la valeur théorique, soit 50 MPa.

La résistance à la traction dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer:

- La pression de préconsolidation, car on observe que la résistance à la traction augmente en même temps que la pression de préconsolidation. Haefeli (1951) trouve que cette relation est linéaire alors que Dash et Lovell (1972) trouvent qu'elle est non linéaire.
- La teneur en eau, car la résistance à la traction augmente avec la diminution de la teneur en eau pour les essais effectués sur de l'argile et cette variation est non linéaire. Cette variation a été trouvée par Krishnayya *et al.* (1974), Haefeli (1951) et Peters et Leavell (1988).
- La pression de succion, car Peters et Leavell (1988) ont trouvé que la résistance à la traction du sol croît avec l'augmentation en valeur absolue de la pression de succion.

- Le type d'argile, car Narain *et al.* (1970) en étudiant la résistance à la traction de six types de sols différents ont trouvé que le rapport de la résistance en compression sur la résistance à la traction du sol compacté à la teneur en eau optimum décroît avec l'augmentation de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité. Dash et Lovell (1972) ont trouvé de plus que la résistance à la traction augmente linéairement avec le pourcentage d'argile.
- La vitesse de chargement, car la résistance à la traction du sol dépend de la vitesse à laquelle le sol est sollicité (Krishnayya *et al.*, 1974).
- Le mode de sollicitation, car la résistance à la traction dépend du mode de sollicitation. Ajaz et Parry (1974 et 1975) ont trouvé que la résistance à la traction est plus élevée pour un essai à charge contrôlée que pour un essai à déformation contrôlée.

2.4 Critères de rupture en traction

Plusieurs chercheurs ont tenté de prédire la résistance à la traction du sol en utilisant des critères de rupture classique comme ceux de Mohr-Coulomb, Griffith, Griffith modifié ou Weibull. Le premier peut être décrit comme étant à moitié théorique et à moitié phénoménologique, le second quant à lui peut être décrit comme entièrement théorique et le troisième comme entièrement statistique. Enfin, la mécanique linéaire élastique de la rupture, qui est une version plus raffinée de la théorie de Griffith, traite la rupture comme résultant de la propagation des fissures existantes. Dans cette théorie, on ne parle plus de résistance à la traction du sol mais de facteurs d'intensité de contraintes totales.

2.4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Au tournant de ce siècle dernier, Mohr a développé pour les matériaux réels, en étudiant l'enveloppe des cercles de contraintes à la rupture, un critère selon lequel la contrainte de cisaillement sur un plan de rupture à la rupture est une fonction unique de la contrainte normale sur ce plan. Ce critère peut être formulé de la manière suivante :

$$\tau_f = f(\sigma_f) \quad (2.3)$$

où τ est la contrainte tangentielle de cisaillement et σ , la contrainte normale sur ce plan.

Le premier indice "f" désigne le plan sur lequel agit la contrainte (plan de rupture) et le deuxième indice "f" signifie la rupture.

Coulomb (1773) formula une relation entre la résistance au cisaillement τ_f et la contrainte normale σ pour un plan de rupture

$$\tau_f = C + \sigma \tan \phi \quad (2.4)$$

où τ est la résistance au cisaillement, σ la contrainte normale et C et ϕ sont des paramètres de résistance du sol. Si l'enveloppe de Mohr est linéaire, on a le critère de Mohr-Coulomb.

$$\tau_{ff} = C + \sigma_{ff} \tan \phi \quad (2.5)$$

La théorie de Mohr-Coulomb a été élaborée essentiellement pour expliquer le comportement d'un matériau en cisaillement. La contrainte de traction maximum qui puisse exister dans ce type de matériaux lors d'une rupture en cisaillement est :

$$\sigma_{ff} = -C \cot \phi \quad \text{et ceci pour } \tau_{ff} = 0 \quad (2.6)$$

Cette résistance à la traction n'est pas en accord avec les expériences de traction. Paul (1961)

proposa un critère avec trois paramètres au lieu des deux de Mohr-Coulomb et où le troisième paramètre sera la traction T_0 . La rupture aura donc lieu suivant un plan normal à la direction de σ_3 quand $\sigma_3 = -T_0$ ou en cisaillement quand l'équation de Mohr-Coulomb est satisfaite. La résistance à la traction T_0 ne peut pas être supérieure à $C \cdot \cotg \phi$. D'après Paul il n'y a pas de relation entre la contrainte de compression et celle de traction puisque la résistance à la traction T_0 est un paramètre à part entière comme C et ϕ .

2.4.2 Le critère de rupture de Griffith

Griffith (1924) a supposé que la rupture dans le matériau est due aux contraintes de traction élevées qui existent en bout des fissures microscopiques aléatoirement distribuées. Ainsi, la rupture aura lieu lorsque la plus élevée de ces contraintes de traction locales au bout de la fissure la plus longue et sur l'orientation la plus défavorable atteindra la valeur de rupture. La théorie de Griffith a été développée essentiellement pour expliquer la rupture sous une contrainte de traction. En étendant cette théorie pour des contraintes de compression, la plus grande percée a été celle de McClintock et Walsh (1962) qui réalisent qu'en compression les fissures vont se fermer et ainsi pouvoir supporter des contraintes de compression, concept qui a été repris par Brace (1960) pour expliquer que dans ces conditions la théorie de Griffith modifiée est équivalente à celle de Mohr-Coulomb en compression.

L'analyse des contraintes suivant le critère de Griffith (1924), nous donne un critère de rupture à un paramètre. Le critère de rupture de Griffith (1924) peut être exprimé comme suit:

Si $\sigma_1 + 3\sigma_3 < 0$ on a rupture quand $\sigma_3 = -T_0$
 et Si $\sigma_1 + 3\sigma_3 > 0$ on a rupture quand :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8T_0(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad \text{à un angle } \theta \text{ avec } \cos(2.\theta) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

où σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

Comparant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et celui de Griffith, Clausen (1959) a montré que les deux théories prédisent le même angle de plan de rupture pour un échantillon soumis à une combinaison de chargement. Le critère de Griffith peut se représenter dans le diagramme de Mohr simplement en combinant cette relation avec celles bien connues entre la contrainte de cisaillement, la contrainte normale et les contraintes principales majeure et mineure pour donner la relation parabolique suivante :

$$\tau^2 - 4.T_0.\sigma - 4.T_0^2 = 0 \quad (2.8)$$

où σ est la contrainte normale agissant sur le plan de rupture et τ la contrainte de cisaillement agissant sur le plan de rupture. Brace (1960) en utilisant la modification proposée par McClintock et Walsh (1962) sur la théorie de Griffith pour tenir compte de l'éventuelle fermeture des fissures pendant la compression, aboutit à la formule modifiée :

$$\tau = 2.T_0 + \mu.\sigma \quad (2.9)$$

où μ est le coefficient de glissement et coïncide avec le critère de Mohr-Coulomb si on substitue $2T_0$ à C et μ à $\tan \phi$.

L'enveloppe de rupture des différentes théories est représentée sur la figure 2.3.

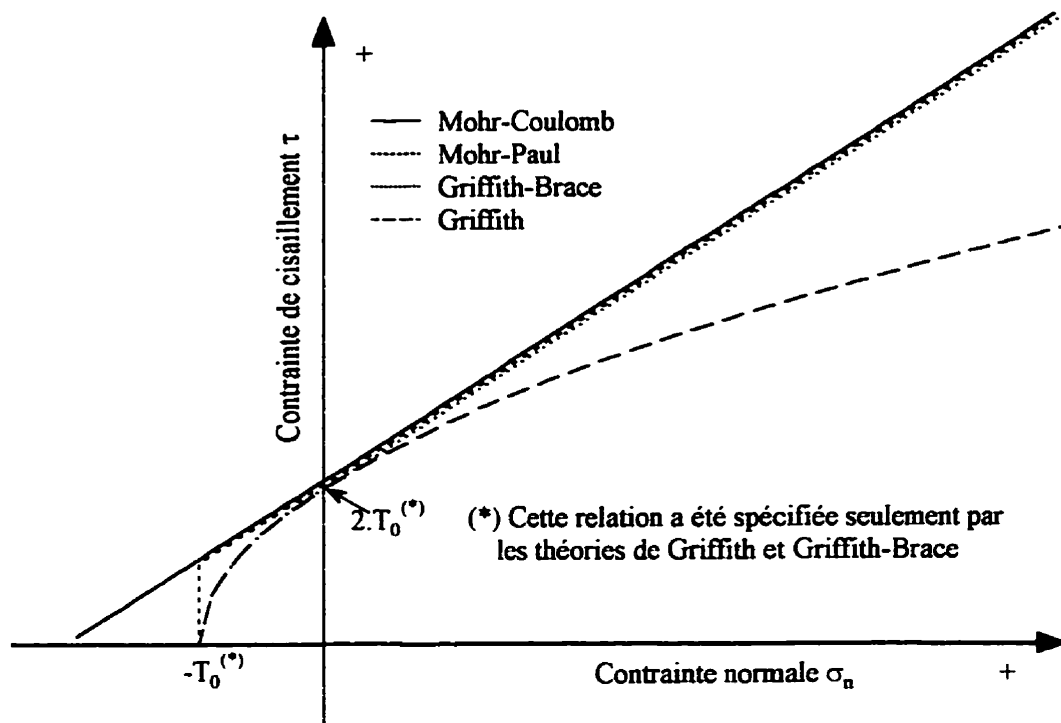


Figure 2.3 : Enveloppe de rupture selon les différents critères de rupture (Lee & Ingles, 1968)

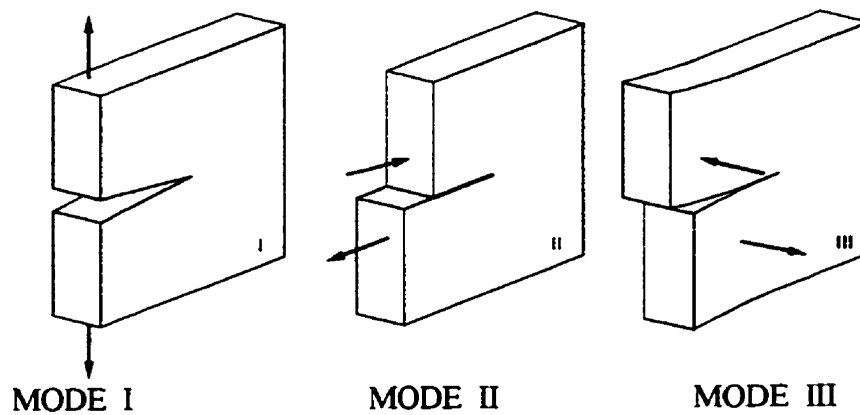


Figure 2.4 : Modes de fissuration élémentaires

2.4.3 Le critère de rupture de Weibull

En tentant d'évaluer expérimentalement le mérite des théories de Mohr-Coulomb et de Griffith, deux problèmes sont immédiatement apparus qui sont la variabilité des tests individuels de mesure de traction et la dépendance des résultats aux dimensions des échantillons. Ceci suggère que l'analyse statistique doit être la base d'une théorie plus pratique, peut-être en combinant les avantages d'une théorie fondamentale et l'approche phénoménologique. Cette théorie a été avancée par Weibull (1930 et 1939). Sa théorie suppose que tout matériau naturel n'est pas parfait et qu'il contient des défauts. Il n'est pas nécessaire de connaître la nature de ces défauts. Weibull suppose que tout échantillon est constitué d'un ensemble arbitraire de défauts et la contrainte sur chacun suit une loi de probabilité.

Le critère de rupture dépend de la fonction de probabilité assumée et aussi à un degré moindre, des propriétés physiques auxquelles cette fonction est assignée. Weibull a pris la fonction de probabilité suivante :

$$\begin{aligned} f(\sigma) &= \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0 - \sigma_u} \right)^m \text{ avec } \sigma_u < \sigma < \sigma_0 \\ p(\sigma) &= 1 - \exp[-V f(\sigma)] \end{aligned} \quad (2.10)$$

où $f(\sigma)$ distribution de contrainte d'une partie de l'échantillon, $p(\sigma)$ probabilité de rupture de l'échantillon sous la contrainte σ , V volume de l'échantillon, m et σ_u des constantes arbitraires et σ_0 contrainte pour laquelle un volume unitaire donne une probabilité de rupture de 0,632.

si $\sigma_0 \gg \sigma_u$ on peut réécrire $f(\sigma)$ comme :

$$f(\sigma) = \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \quad (2.11)$$

Sous cette forme on voit que pour $m \rightarrow \infty$ la contrainte classique des matériaux est obtenue comme un cas particulier de l'expression générale :

$$\sigma_f = \int_0^1 \sigma \, dP = \int_0^\infty \exp[-V f(\sigma)] \cdot d\sigma = \sigma_0 \quad (2.12)$$

σ_f étant la moyenne arithmétique des contraintes obtenue sur différents échantillons.

On doit noter que la théorie de Weibull ne prédit pas l'angle de rupture et est fondamentalement une théorie à trois paramètres (m , σ_0 , σ_u) bien que seulement deux des paramètres (m , σ_0) soient communément employés. Comme la théorie de Mohr, elle dépend entièrement des mesures multiples effectuées sur le matériau.

2.4.4 Théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture.

En utilisant le modèle mathématique d'Inglis (1913) pour évaluer les contraintes dans une plaque fissurée, Griffith (1920) a formulé une approche énergétique qui permet de déterminer la condition critique correspondant à une rupture instable dans un matériau fragile. Griffith (1920) a utilisé le premier principe de la thermodynamique pour formuler la théorie de la fracturation qui est basée sur une simple balance d'énergie. Selon cette théorie, une fissure se propage quand la variation l'énergie de déformation par unité de surface G est supérieure à deux fois la tension de surface du matériau γ .

$$G \geq G_c = 2 \gamma \quad (2.13)$$

En 1957, Irwin utilisa l'approche de Westergaard (1939) pour montrer que les contraintes et les déplacements au voisinage du bout d'une fissure peuvent être décrits par une seule constante K (facteur d'intensité de contrainte) qui est reliée à l'énergie de déformation G . Dans ce cas on a rupture lorsque le facteur d'intensité de contrainte (K) en bout de fissure, atteint une valeur critique (K_C)

$$K \geq K_C \quad (2.14)$$

Les paramètres K et G sont liés en élasticité linéaire par une des relations suivantes :

$$K = \sqrt{\frac{EG}{1-\nu^2}} \text{ en état plan de déformation et } K = \sqrt{EG} \text{ en état plan de contraintes}$$

Irwin (1957) a introduit dans son approche trois modes de fissuration élémentaire suivant lesquelles peut se décomposer toute propagation.

2.4.4.1 Mode de fissuration

Sur la figure 2.4, nous avons les trois modes de sollicitation d'une fissure qui sont :

mode I : Mode d'ouverture,

mode II : mode de cisaillement plan,

mode III : mode de cisaillement antiplan.

D'une façon générale, le facteur d'intensité de contrainte K est une combinaison de trois termes K_I , K_{II} , K_{III} relativement aux modes de rupture montrés sur la figure 2.4. Les champs de contraintes et de déformation au voisinage d'une fissure ($r \rightarrow 0$) peuvent être décrits en fonction des facteurs d'intensité de contraintes K_I , K_{II} , K_{III} suivant respectivement le mode I, II ou III.

Ces facteurs dépendent du chargement, de la géométrie ou de la longueur de la fissure. On peut les déterminer analytiquement, numériquement ou expérimentalement. Le mode de fissuration qui nous intéresse dans cette étude est le mode I.

2.4.4.2 Champs de contraintes en bout de fissure

Les équations suivantes donnent les valeurs des contraintes et des déplacements au voisinage immédiat de la fissure en mode I et elles sont pour un état plan de déformation :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 - \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\
 \sigma_{yy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[1 + \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\
 \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \sin\left(\frac{3\theta}{2}\right) \right] \\
 \sigma_{zz} &= \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}), \quad \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

Les déplacements au voisinage immédiat de la fissure sont :

$$\begin{aligned}
 u_x &= \frac{2(1+\nu)K_I}{E} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[2 - 2\nu - \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \\
 u_y &= \frac{2(1+\nu)K_I}{E} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \left[2 - 2\nu - \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \\
 u_z &= 0
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

où le facteur d'intensité de contrainte est donné par :

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} (2\pi r)^{\frac{1}{2}} \sigma_{yy}|_{\theta=0} \tag{2.17}$$

2.4.4.3 Application de la mécanique élastique linéaire de la rupture aux sols

Bien que la théorie de la mécanique de la rupture soit utilisée intensivement dans le domaine de la mécanique des roches et des matériaux en général, ce n'est que très récemment que les chercheurs en mécanique des sols se sont intéressés à l'application de la mécanique de la rupture linéaire élastique à la rupture dans les sols.

Saada *et al.* (1985) ont appliqué le concept de la mécanique de rupture linéaire aux argiles surconsolidées testées en mode I et II. Ils ont utilisé le critère de stabilité pour prédire la longueur critique d'une fissure qui causerait une rupture catastrophique dans une pente infinie pour différentes profondeurs et différentes inclinaisons.

En utilisant un appareil de cisaillement direct, Vallejo (1987) a testé des échantillons prismatiques d'argile kaolinite fragile qui contenaient des fissures ouvertes. Il trouva que les fissures se propagent à partir du bout des fissures existantes dans une direction normale à la direction de la contrainte maximale de traction. Il a utilisé la théorie de la mécanique de la rupture linéaire élastique pour montrer que les fissures secondaires se développaient dans des zones de contraintes de traction induites par les chargements de cisaillement.

Murdoch (1993) a étudié la propagation de la fracturation hydraulique dans les sols en utilisant la théorie de la mécanique de la rupture linéaire élastique. Il trouva que les pressions mesurées en faisant les essais de fracturation hydraulique sur de l'argile silteuse peuvent être prédites en utilisant un modèle analytique simple basé sur la mécanique de la rupture linéaire élastique.

Harison *et al.* (1994) ont proposé un test pour déterminer le facteur d'intensité de contrainte. Ils préconisent d'effectuer un essai brésilien sur un échantillon cylindrique avec un petit trou de même forme au centre. La fissuration de l'échantillon débute sur le bord du trou cylindrique intérieur pour se propager vers le haut. Ils ont trouvé que le facteur d'intensité de contrainte critique est affecté de manière significative par le type d'argile ainsi que par la teneur en eau au moment de la rupture.

D'une manière générale, il est à noter que tous ces auteurs ont considéré l'application de la mécanique de la rupture par une approche en contraintes totales.

CHAPITRE III

PRÉSENTATION DE LA DÉMARCHE DE RECHERCHE

3.1 Introduction

Comme mentionné dans l'introduction, ce travail se consacre à l'étude des mécanismes de fissuration dans les argiles saturées et la question à laquelle on doit répondre est le rôle de l'eau dans la rupture en traction d'une argile saturée et comme conséquence si le critère de rupture en traction est en contrainte totale, effective ou mixte. Dans ce chapitre, nous exposons la démarche de recherche qui consistera surtout à expliquer la façon dont nous comptons nous y prendre en explicitant les hypothèses de départ et les résultats auxquels nous nous attendons.

3.2 Pression interstitielle dans un échantillon baignant dans un fluide

Considérons un échantillon d'argile baignant complètement dans un fluide F (pour un échantillon à l'air libre, le fluide F est l'air). La pression de l'eau interstitielle (u) et celle du fluide F (P_F) sont reliées par la relation :

$$P_F - u = \frac{2\gamma_{FW}}{r_\gamma} \quad (3.1)$$

avec : γ_{FW} la tension interfaciale entre le fluide F et l'eau interstitielle et « r_γ » le rayon de courbure à l'interface eau-fluide.

En faisant baigner l'échantillon dans différents fluides pendant les essais, on vient modifier la tension interfaciale γ_{fw} . Dans ce contexte, trois scénarios possibles qui sont :

- le rayon de courbure « r_γ » à l'interface eau-fluide se réajuste automatiquement de façon à ce que la pression de l'eau interstitielle (u) demeure inchangée ;
- le rayon de courbure « r_γ » demeure inchangé entraînant le changement de u ;
- le rayon de courbure « r_γ » et la pression de l'eau interstitielle u changent tous les deux pour atteindre une position intermédiaire d'équilibre.

Si l'eau est utilisée comme fluide, la tension interfaciale est égale à zéro ($\gamma_{ww} = 0$). Il y a alors absence d'interface entre l'eau interstitielle et l'eau extérieure. Par conséquent, la pression de l'eau interstitielle est égale à la pression du fluide F qui est l'eau ($P_w = u$).

3.3 Processus énergétique pendant la fissuration de l'argile

Le processus consistant à augmenter la longueur de la fissure de « $2a_0$ » à « $2a$ » fait intervenir la tension superficielle ou énergie de surface γ (Griffith, 1920). L'énergie disponible « W » provenant des contraintes appliquées pour faire passer la longueur de « $2a_0$ » à « $2a$ » doit être supérieure ou égale à l'énergie de surface $4(a-a_0)\gamma H$ avec H la hauteur de l'échantillon. Dans notre cas, l'échantillon baignera complètement dans un fluide F et c'est ce même fluide qui sera dans la fissure (initialement et pendant la propagation). L'argile saturée étant biphasée, nous aurons donc à séparer l'eau interstitielle et les particules argileuses et remplir cette fissure par le fluide F tout au long

de la propagation de la fissure. Nous avons sur la figure 3.1 une représentation schématique du processus de création d'une nouvelle surface (fissuration) selon Israelachvili (1991).

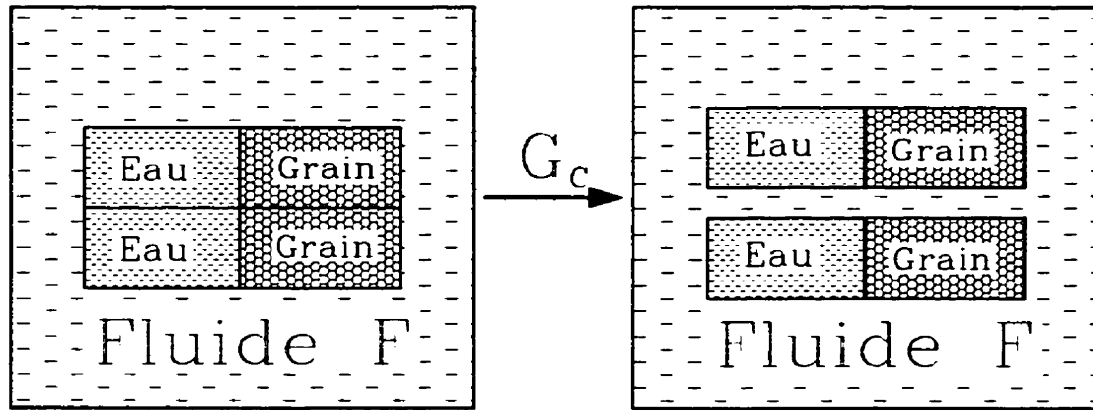


Figure 3.1 : Énergie mise en oeuvre pendant la fissuration de l'argile.

Dans ce processus de fissuration, nous avons supposé qu'il n'y a pas de fissuration à l'interface eau-particules argileuses à cause de la double couche. En effet l'énergie nécessaire pour enlever la double couche est très grande et il est très improbable qu'il y ait rupture à cet interface.

Soit: n_{ww} la fraction de surface du contact Eau-Eau et $1-n_{ww}$ celle du contact Grain-Grain. L'énergie de surface G_c nécessaire pour créer une unité de surface est :

$$G_c = \underbrace{2 \gamma_{WF} n_{ww}}_{\text{Fissuration de l'eau}} + \underbrace{2 \gamma_{GF} (1 - n_{ww})}_{\text{Fissuration du squelette}} \quad (3.2)$$

avec : γ_{WF} la tension interfaciale entre l'eau et le fluide F, γ_{GF} la tension interfaciale entre les particules argileuses et le fluide F.

Si le fluide F est l'eau ($F = w$, $\gamma_{wF} = \gamma_{ww} = 0$) l'équation 3.2 devient :

$$G_C = 2(1 - n_{ww})\gamma_{wG} \quad (3.3)$$

Le critère de propagation de la fissure de « a » à « a' » est de :

$$W \geq 2(a' - a)G_C H \quad (3.4)$$

où G_C est donnée par l'équation 3.2 et H la hauteur de l'échantillon

A partir de l'équation 3.4, on voit bien que le fait d'utiliser des fluides ayant des tensions interfaciales différentes avec l'eau, aura une influence sur la tension de surface de surface ou énergie surface entrant dans le processus de propagation de la fissuration. Nous allons voir au chapitre 7 comment se fait le calcul de l'énergie W.

Si nous faisons un essai sans fissure initiale, la fissure peut commencer et se propager dans n'importe quelle direction. En plus, on n'aura aucune idée sur le nombre de fissures qui se propagent. Ceci rendra l'interprétation des résultats difficile surtout dans sa partie après le pic, Cottrell & Rice (1980). Nous aurons donc une fissure initiale droite et symétrique dont nous allons varier la longueur afin d'étudier son influence sur la pression de rupture.

3.4 Étude préliminaire

Nous avons fait des essais préliminaires de traction (essai brésilien) dans l'eau et dans l'air sur des échantillons d'argile saturée de Louiseville dans le but de voir rapidement l'influence que peut avoir la tension interfaciale. Les résultats de ces essais sont

récapitulés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Résultats des essais brésiliens dans l'eau et dans l'air

N° de l'essai	Essai de traction dans l'eau		Essai de traction dans l'air		Différence	
	T_0 (kPa)	ϵ_{pic} (%)	T_0 (kPa)	ϵ_{pic} (%)	ΔT_0 (kPa)	$\Delta \epsilon_{pic}$ (%)
1	5,98	3,44	7,86	4,70	1,88	1,26
2	4,11	2,40	7,55	3,54	3,44	1,14
3	5,43	2,46	8,70	3,60	3,27	1,14
4	5,82	2,34	7,71	3,25	1,89	0,91
5	7,51	2,67	8,20	2,96	0,69	0,29
Moyenne	5,77	2,66	8,00	3,61	2,23	0,95

avec : ϵ_{pic} la déformation au pic, T_0 la résistance à la traction donnée par l'équation 2.2.

La vitesse de déformation des essais est 2 mm/minute et la teneur moyenne en eau 80,2 %.

L'analyse des résultats montre qu'il y a une différence significative entre les essais brésiliens dans l'eau et dans l'air. Ces résultats préliminaires très intéressants nous ont conforté dans notre intention de faire des essais avec des échantillons baignant dans des fluides ayant des tensions interfaciales avec l'eau différentes.

3.5 Effet d'une consolidation préalable

Les travaux antérieurs des chercheurs ont montré que la résistance à la traction du sol augmente avec l'augmentation de la pression de préconsolidation (Haefefi, 1951 ; Dash et

Lovell, 1972). De plus en consolidant préalablement des échantillons prélevés à des profondeurs différentes et à la même pression de consolidation supérieure à leur pression de préconsolidation maximum, on annule l'effet de la différence de la profondeur pour rendre les résultats moins variables. Les échantillons sont consolidés à une pression de consolidation qui nous permet d'avoir un échantillon facile à tailler et où il n'y a plus d'influence de la profondeur de prélèvement. La pression de consolidation choisie est de 200 kPa. Nous avons écrit un programme informatique nous permettant de consolider les échantillons, prendre automatiquement les données et les enregistrer dans un fichier. La consolidation dure environ 48 heures. Sur la figure 3.2, nous présentons une courbe typique de consolidation.

3.6 Choix du type d'essai

Les essais se feront sur des échantillons baignant complètement dans un fluide F. Le cylindre creux nous offre la facilité de faire cela tout en permettant de mesurer la pression interstitielle en autant que l'étanchéité soit assurée au niveau du rayon intérieur et extérieur. Les essais sur cylindre creux sont simples et de plus, l'École Polytechnique de Montréal a développé depuis un certain temps une expertise dans ce domaine (Dapko, 1993, Abba, 1993). En conclusion, nous ferons donc des essais sur des échantillons cylindriques creux épais comme ceux de fracturation hydraulique et sans membrane à l'intérieur comme à l'extérieur avec une fissure symétrique initiale. Le fait que l'échantillon soit épais nous permet de mieux suivre la propagation de la fissure. Cet essai est légèrement différent des

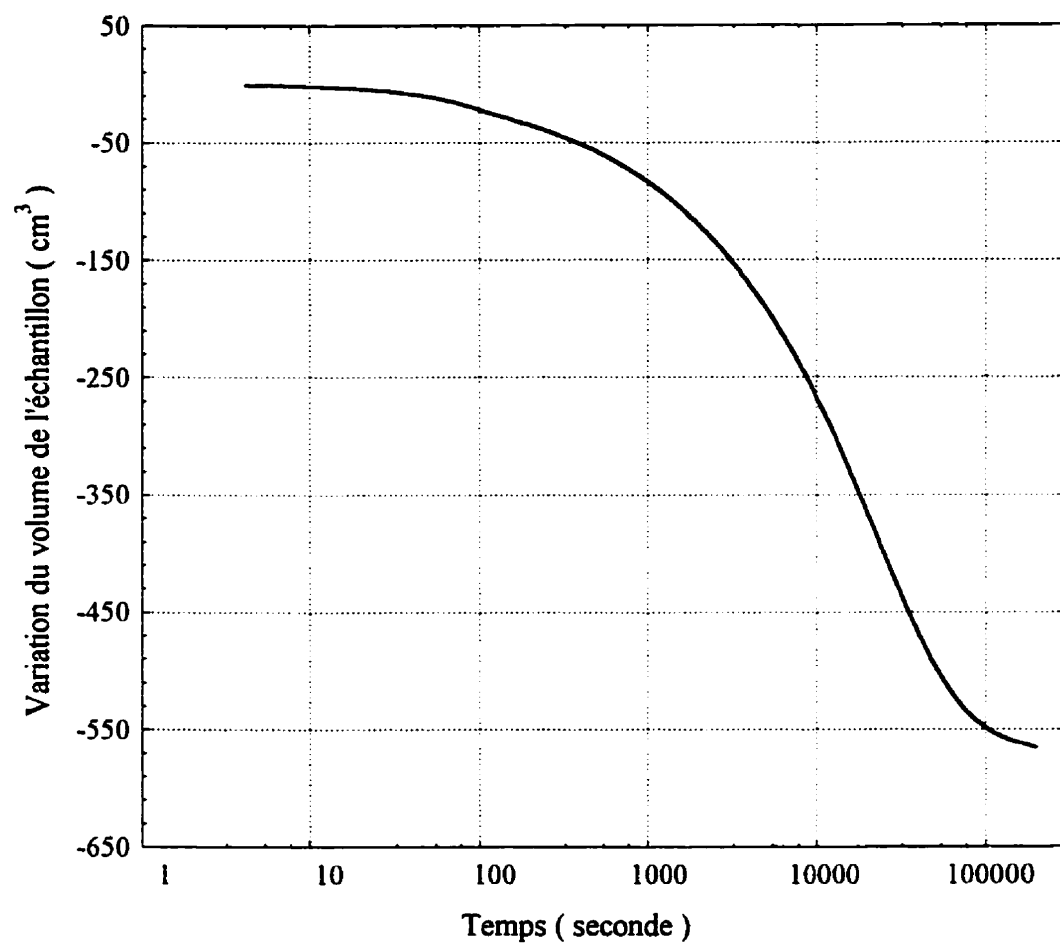


Figure 3.2 : Courbe typique de consolidation à 200 kPa de l'argile de Saint-Hilaire

essais de fracturation hydraulique sur cylindre creux et ce n'est pas non plus l'essai de traction PHCT (Polytechnique Hollow Cylinder Tensile test) développé à l'École Polytechnique de Montréal (Dakpo, 1992; Abba, 1993). Nous allons appeler cet essai le Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test (PHCFT). L'appareillage et les détails sur le montage de l'essai seront donnés au chapitre 5.

3.7 Choix des différents fluides

Comme expliqué tout le long de ce chapitre, nous allons faire des essais en utilisant différents fluides afin de voir leur influence sur la courbe de fracturation. Le choix des différents fluides est donc très important. Nous avons choisi des fluides de façon à ce que leurs tensions interfaciales avec l'eau couvrent une bonne plage de valeurs. Comme nous avons fait des essais de traction (essai brésilien) dans l'eau et dans l'air avec des tensions interfaciales respectives de 0 mJ/m^2 et 72 mJ/m^2 et que nous avons trouvé une différence significative, nous avons choisi de garder ces deux fluides comme référence. Nous avons donc cherché trois autres fluides dont les tensions interfaciales sont comprises entre ces deux premières valeurs. Nous avons donc cherché de préférence des fluides qui ont les propriétés suivantes:

- être non miscible avec l'eau interstitielle.
- être non dangereux pour la santé ou sécuritaire en prenant un minimum de précaution.
- être non dommageable pour les équipements.

Le fluide qui répond à tous ces critères est l'huile blanche ($\gamma_{FW}=52 \text{ mJ/m}^2$), qui est une huile de qualité alimentaire destinée aux industries alimentaires ainsi qu'aux industries pharmaceutiques et agricoles. Les travaux de Sawyer & Fowkes (1956) ont montré qu'en y ajoutant de l'octadecanol à des doses différentes, on baisse la tension interfaciale avec l'eau. Avec ce seul fluide nous pouvons couvrir la gamme de tension interfaciale qui nous intéresse puisqu'on peut l'abaisser jusqu'à 30 mJ/m^2 . Quant à l'octadecanol, il est utilisé dans la fabrication des produits de beauté et n'est pas dangereux pour la santé. Nous avons utilisé deux concentrations différentes qui sont: 0,194% et 0,292% en poids d'octadecanol. Le tableau 3.2 résume les différents fluides et leurs tensions interfaciales avec l'eau (Sawyer & Fowkes, 1956; Israelachvili, 1991)

Tableau 3.2 : Les différents fluides et leurs tensions interfaciales avec l'eau

Fluides	Tension interfaciale mJ/m^2
Eau	0
Huile blanche + 0,292 % d'octadecanol	30
Huile blanche + 0,194 % d'octadecanol	38
Huile blanche	52
Air	72

3.8 Essai de cisaillement avec les différents fluides

Puisque nous allons faire des essais de fracturation hydraulique avec différents fluides, il s'avère intéressant de connaître le comportement en cisaillement de notre argile avec les

fluides que nous utiliserons pour les essais de fracturation (PHCFT). Ces essais ont pour but de voir l'influence des tensions interfaciales différentes à la frontière de l'échantillon sur la résistance au cisaillement dans des conditions d'un essai classique. A notre connaissance, il n'y a pas beaucoup de recherches qui ont porté sur l'influence de la tension de surface sur la résistance au cisaillement d'une argile saturée. La seule étude dont nous disposons sur l'influence de la tension de surface sur la résistance au cisaillement est celle d'Iversen & Moum (1974) qui ont fait des essais sur de l'argile sensible de Norvège, et trouvé qu'il n'y a pas d'influence. La comparaison des deux résultats pourrait lui aussi nous permettre de voir s'il y a une différence entre les critères de rupture en traction et en cisaillement.

Nous avons fait des essais de cisaillement confinés, non consolidés, non drainés et surtout sans membrane avec mesure de la pression interstitielle sur de l'argile de Saint-Hilaire préalablement consolidée à 200 kPa avec les fluides présentés au Tableau 3.2.

3.9 Caractéristiques géotechnique de l'argile de Saint-Hilaire

Les échantillons d'argile qu'on a utilisés pour cette étude proviennent du site expérimental de Saint-Hilaire. L'argile de ce site fait partie des dépôts d'origine marine de la mer Champlain. La fraction argileuse (particules inférieures à $2\ \mu\text{m}$) est de 67,3 %. Ce résultat combiné avec celle de l'indice de plasticité ($I_p = 36,9$) nous montre que c'est une argile inactive (Activité $A=0,55 < 0,75$). Les échantillons sont des blocs de forme cubique

non remaniés d'environ 30x30x30 cm de dimension, provenant d'une profondeur d'environ 3,6 m. Le tableau 3.3 présente les principales caractéristiques (Abba, 1993).

Tableau 3.3 : Caractéristiques géotechniques de l'argile de Saint-Hilaire

Paramètres	Valeurs moyennes
Teneur en eau à l'état naturel w_{nat}	85,7 %
Teneur en eau après consolidation isotrope à 200 kPa w_{200}	48,3 %
Indice de plasticité I_p	36,9 %
Limite de plasticité w_p	25,6 %
Indice de liquidité $I_{L, nat.}$	1,63
Indice de liquidité $I_{L, 200.}$	0,62
Sensibilité S_t (Cône Suédois)	21
Angle de frottement ϕ' et cohésion effective c'	Triaxial 36° et $c' = 4,0$ kPa
Indice des vides	$e_{nat.} = 2,3$; $e_{200.} = 1,3$
Résistance au cisaillement C_u (compression simple)	$C_{u, nat.} = 26$ kPa; $C_{u, 200} = 26$ kPa
Résistance au cisaillement remanié C_{ur} (argile naturelle)	Scissomètre 1,1 kPa
Indice d'anisotropie C_{uh}/C_{uv} (argile naturelle)	Scissomètre 0,73
Contrainte de préconsolidation σ'_p (argile naturelle)	55 kPa
Densité relative D_r	2,74
Coefficient de surconsolidation C_v (argile naturelle)	$2,5 \times 10^{-5}$ cm ² /s
Coefficient de compressibilité C_c (argile naturelle)	1,7
Coefficient de consolidation secondaire C_{α}	0,019
Perméabilité k (argile naturelle)	$1,14 \times 10^{-9}$ m/s

Enfin sur la figure 3.3 nous présentons la courbe d'état limite normalisée de l'argile de Saint-Hilaire (Mekallach, 1987).

3.10 Conclusion

Pour résumer, nous ferons des essais de fracturation PHCFT (Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test) sur des échantillons cylindriques creux consolidés préalablement à 200 kPa avec une fissure droite symétrique initiale en utilisant les fluides du tableau 3.2. Afin de juger de l'effet de la consolidation préalable à 200 kPa, nous ferons également des essais sur de l'argile non préconsolidée.

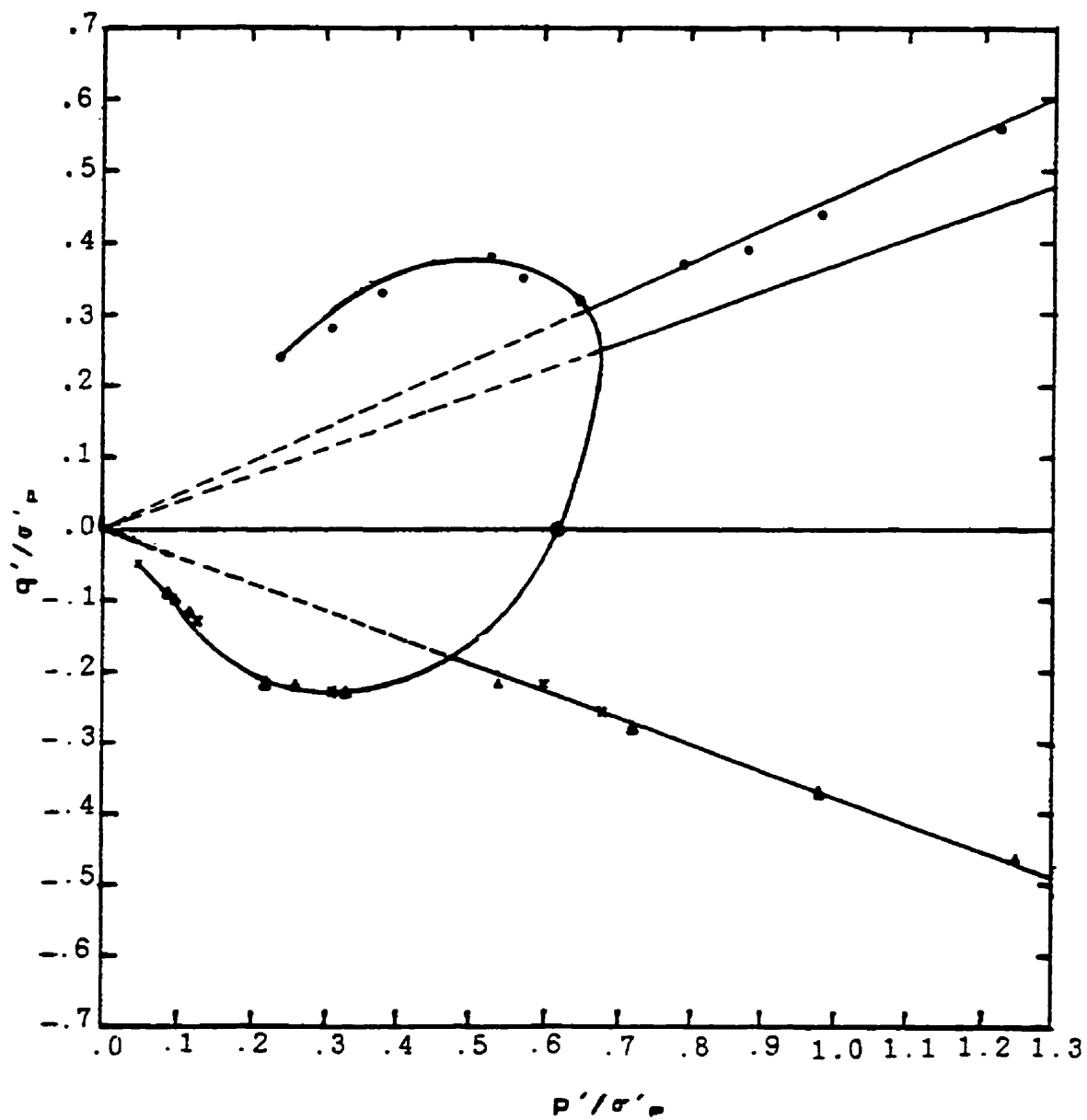


Figure 3.3 : Courbe d'état limite normalisée de l'argile de Saint-Hilaire (Mekallach, 1987)

CHAPITRE IV

ANALYSE THÉORIQUE

4.1 Introduction

Afin d'assurer une meilleure interprétation des résultats, il est judicieux de connaître les contraintes générées dans l'échantillon pendant l'application des charges. Pour cela, nous considérons les hypothèses suivantes:

- l'argile a un comportement élastique linéaire isotrope;
- l'échantillon d'argile est homogène et saturé;
- l'eau interstitielle et les particules argileuses sont incompressibles;
- la forme de la fissure initiale est elliptique;

De plus, nous adoptons les conventions de signes suivantes:

- négatif (-) pour les contraintes de traction et positif (+) pour celles de compression;
- les elongations sont comptées négatives (-) et les raccourcissements, positifs (+).

Dans une argile saturée, Terzaghi (1923) a montré que la contrainte totale a deux composantes qui sont la contrainte effective et la pression interstitielle, et seule la contrainte effective contrôle la déformation (Mitchell, 1993).

Dans ce chapitre, nous allons déterminer dans un premier temps les contraintes générées dans un échantillon d'argile saturée dues à la présence d'une fissure centrale de forme

elliptique, soumis à une charge de traction. Dans un second temps, nous présentons les équations de base en vue de l'application de la mécanique élastique linéaire de la rupture.

4.2 Contraintes dans un échantillon d'argile saturée ayant une fissure elliptique

Supposons un échantillon d'argile saturée soumis à un chargement bi-axial (Q et R les charges respectivement dans les directions x et y) contenant une fissure droite de longueur $2a_0$. L'intérieur de la fissure est soumis à une pression P_i (figure 4.1). En utilisant la théorie de l'élasticité, nous trouvons les contraintes qui sont générées dans l'échantillon ainsi que les déplacements et les déformations. La fissure ayant une forme elliptique, il serait donc plus simple de nous transporter en coordonnées elliptiques. Inglis (1913) a résolu ce problème en contrainte totale dans le cas d'une plaque de métal élastique linéaire homogène contenant une fissure elliptique. Nous allons suivre sa procédure.

4.2.1 Équations d'équilibre en coordonnées elliptiques (figure 4.1)

Les coordonnées curvilignes α, β sont telles que:

$$x + iy = c \cdot \cosh(\alpha + i\beta) = c \cdot [\cosh \alpha \cos \beta + i \sinh \alpha \sin \beta] \quad (4.1)$$

c est une constante qui dépend uniquement de la fissure initiale.

Si $\alpha = \text{constante}$, nous avons une ellipse et si $\beta = \text{constante}$, nous avons une hyperbole.

Les axes principaux de la fissure elliptique initiale (figure 4.1) sont : $a_0 = c \cosh \alpha_0$ et

$b_0 = c \sinh \alpha_0$. Pour les mêmes coordonnées cartésiennes normalisées par rapport à c (x/c et y/c) les coordonnées curvilignes α et β sont les mêmes quelque soit la longueur de la fissure initiale.

L'équation d'équilibre (Saada, 1993) en contrainte totale et en coordonnées elliptiques est:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_{\alpha\alpha}}{\partial \alpha} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \beta} + \frac{c^2 \sin 2\beta}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{2 h_\alpha^2} (\sigma_{\alpha\alpha} - \sigma_{\beta\beta}) &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{\beta\beta}}{\partial \beta} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} - \frac{c^2 \sin 2\beta}{2 h_\alpha^2} (\sigma_{\alpha\alpha} - \sigma_{\beta\beta}) &= 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

avec $2 h_\alpha^2 = c^2 (\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)$

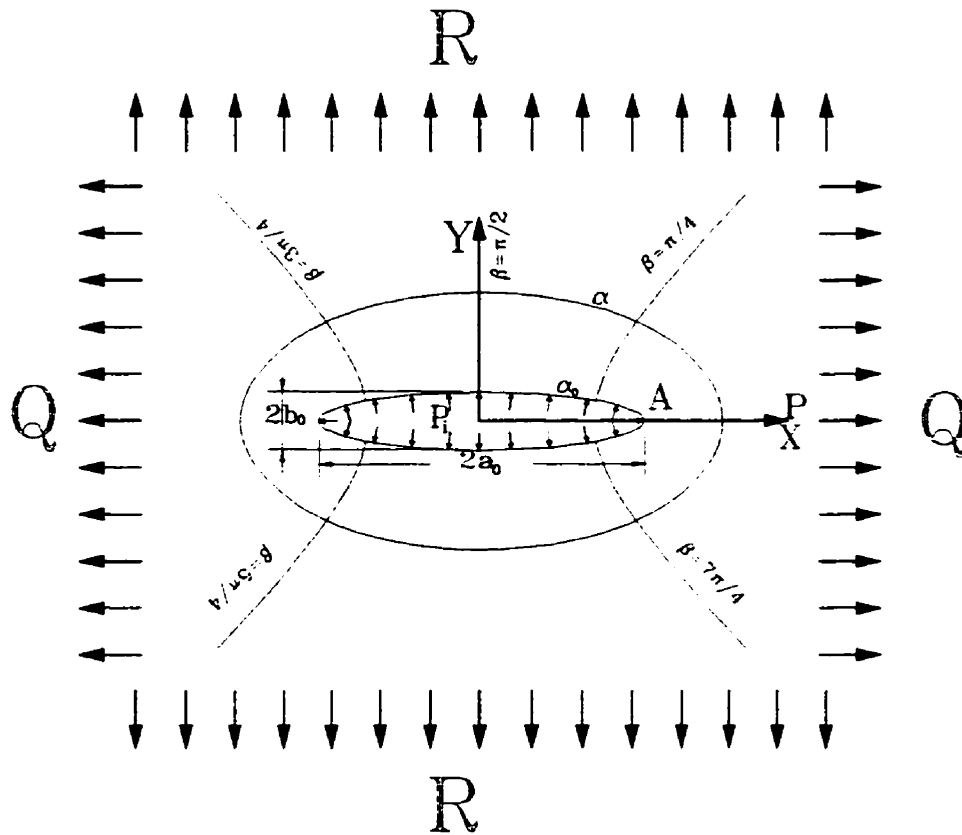


Figure 4.1 : Échantillon d'argile avec une fissure elliptique sous chargement

Dans un sol saturé, selon Terzaghi (1923), la contrainte totale est la somme de la contrainte effective et de la pression interstitielle.

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u\delta_{ij} \quad (4.3)$$

où σ est la contrainte totale, σ' la contrainte effective, u la pression interstitielle.

L'équation 4.2 réécrite en terme de contraintes effectives donne :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial \alpha} + \frac{\partial \sigma'_{\alpha\alpha}}{\partial \alpha} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \beta} + \frac{c^2 \sin 2\beta}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{2h_\alpha^2} (\sigma'_{\alpha\alpha} - \sigma'_{\beta\beta}) &= 0 \quad 4.4.a \\ \frac{\partial u}{\partial \beta} + \frac{\partial \sigma'_{\beta\beta}}{\partial \beta} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} - \frac{c^2 \sin 2\beta}{2h_\alpha^2} (\sigma'_{\alpha\alpha} - \sigma'_{\beta\beta}) &= 0 \quad 4.4.b \end{aligned} \quad (4.4)$$

4.2.2 Relation contrainte effective déformation

Dans les argiles saturées, seule la contrainte effective contrôle les déformations et cette relation s'écrit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\alpha\alpha} &= \frac{1}{E'} [\sigma'_{\alpha\alpha} - \nu'(\sigma'_{\beta\beta} + \sigma'_{zz})], \quad \varepsilon_{\beta\beta} = \frac{1}{E'} [\sigma'_{\beta\beta} - \nu'(\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{zz})], \quad \varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\alpha\beta}, \\ \varepsilon_{zz} &= \frac{1}{E'} [\sigma'_{zz} - \nu'(\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta})], \quad \varepsilon_{\alpha z} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\alpha z}, \quad \varepsilon_{\beta z} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\beta z} \end{aligned} \quad (4.5)$$

où E' est le module d'élasticité de Young, ν' est le coefficient de Poisson.

4.2.2.1 État plan de contrainte $\sigma'_{zz} = 0$

En état plan de contrainte, l'équation 4.5 devient:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{\alpha\alpha} &= \frac{1}{E'} [\sigma'_{\alpha\alpha} - \nu' \sigma'_{\beta\beta}], \quad \varepsilon_{\beta\beta} = \frac{1}{E'} [\sigma'_{\beta\beta} - \nu' \sigma'_{\alpha\alpha}] \\
\varepsilon_{zz} &= \frac{-\nu}{E'} (\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta}), \quad \varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\alpha\beta}, \quad \varepsilon_{\alpha z} = \varepsilon_{\beta z} = 0, \quad \sigma_{\beta z} = \sigma_{\alpha z} = \sigma'_{zz} = 0
\end{aligned}
\tag{4.6}$$

4.2.2.2 État plan de déformation $\varepsilon_{zz} = 0$

En état plan de déformation, l'équation 4.5 devient:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{\alpha\alpha} &= \frac{1+\nu'}{E'} [(1-\nu')\sigma'_{\alpha\alpha} - \nu'\sigma'_{\beta\beta}], \quad \varepsilon_{\beta\beta} = \frac{1+\nu'}{E'} [(1-\nu')\sigma'_{\beta\beta} - \nu'\sigma'_{\alpha\alpha}] \\
\varepsilon_{\alpha\beta} &= \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\alpha\beta}, \quad \sigma'_{zz} = \nu'(\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta}), \quad \varepsilon_{\alpha z} = \varepsilon_{\beta z} = \varepsilon_{zz} = 0, \quad \sigma_{\beta z} = \sigma_{\alpha z} = 0
\end{aligned}
\tag{4.7}$$

4.2.3 Équation de compatibilité

En coordonnées elliptiques, l'équation de compatibilité est :

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial^2 \varepsilon_{\alpha\alpha}}{\partial \beta^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{\beta\beta}}{\partial \alpha^2} + \frac{c^2 \sin 2\beta}{2h_\alpha^2} \frac{\partial(\varepsilon_{\alpha\alpha} - \varepsilon_{\beta\beta})}{\partial \beta} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{2h_\alpha^2} \frac{\partial(\varepsilon_{\beta\beta} - \varepsilon_{\alpha\alpha})}{\partial \alpha} \\
&+ \frac{c^4 \sinh^2 2\alpha}{h_\alpha^4} \varepsilon_{\alpha\alpha} + \frac{c^4 \sin^2 2\beta}{h_\alpha^4} \varepsilon_{\beta\beta} - \frac{2c^2 \cosh 2\alpha}{h_\alpha^2} \varepsilon_{\alpha\alpha} - \frac{2c^2 \cos 2\beta}{h_\alpha^2} \varepsilon_{\beta\beta} \\
&= 2 \frac{\partial^2 \varepsilon_{\alpha\beta}}{\partial \alpha \partial \beta} + \frac{c^2 \sin 2\beta}{h_\alpha^2} \frac{\partial \varepsilon_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{h_\alpha^2} \frac{\partial \varepsilon_{\alpha\beta}}{\partial \beta} - \frac{2c^4 \sinh 2\alpha \sin 2\beta}{h_\alpha^4} \varepsilon_{\alpha\beta}
\end{aligned}
\tag{4.8}$$

En remplaçant $\varepsilon_{\alpha\alpha}$, $\varepsilon_{\beta\beta}$ et $\varepsilon_{\alpha\beta}$ (équation 4.6 ou 4.7) dans l'équation 4.8 par leurs valeurs en termes de contraintes, en dérivant l'équation 4.4.a par rapport à α et l'équation 4.4.b par rapport à β et en additionnant le tout, on obtient:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} + \frac{\partial^2}{\partial \beta^2} \right) (\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta}) = -Q \left(\frac{\partial^2 u}{\partial \alpha^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial \beta^2} \right) \quad (4.9)$$

avec $Q = \frac{1}{1 - \nu'}$ en état plan de déformation et $Q = 1 + \nu'$ en état plan de contrainte

4.2.4 Condition de l'essai

4.2.4.1 Essai en condition drainée

Dans le cas d'un essai drainé, la pression interstitielle est maintenue constante ($u=\text{constante}$). L'équation 4.4 est la même que celle résolue par Inglis (1913) (équation 4.2) et sa solution est applicable en remplaçant $\sigma_{\alpha\alpha}$ par $\sigma'_{\alpha\alpha}$ et $\sigma_{\beta\beta}$ par $\sigma'_{\beta\beta}$.

4.2.4.2 Essai en condition non drainée

En condition non drainée, la pression interstitielle varie et le volume de l'échantillon est constant pendant l'essai. La condition de constance du volume est:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\varepsilon_{\alpha\alpha} - \varepsilon_{\beta\beta} = \frac{1}{h_\alpha^2} \left[\frac{\partial(h_\alpha u_\alpha)}{\partial \alpha} + \frac{\partial(h_\alpha u_\beta)}{\partial \beta} \right] = 0 \quad (4.10)$$

En état plan de contrainte ou de déformation, on démontre que l'équation 4.10 se ramène à:

$$\sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta} = 0 \quad \text{où} \quad \sigma'_{\beta\beta} = -\sigma'_{\alpha\alpha} \quad (4.11)$$

Si on combine les équations 4.11 et 4.9, on trouve que $\nabla^2 u = 0$.

L'équation 4.4 en condition non drainée devient:

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial u}{\partial \alpha} + \frac{\partial \sigma'_{\alpha\alpha}}{\partial \alpha} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \beta} + \frac{c^2 \sin 2\beta}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{h_\alpha^2} \sigma'_{\alpha\alpha} &= 0 \\
 \frac{\partial u}{\partial \beta} - \frac{\partial \sigma'_{\alpha\alpha}}{\partial \beta} + \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial \alpha} + \frac{c^2 \sinh 2\alpha}{h_\alpha^2} \sigma_{\alpha\beta} - \frac{c^2 \sin 2\beta}{h_\alpha^2} \sigma'_{\alpha\alpha} &= 0 \\
 \sigma'_{\alpha\alpha} + \sigma'_{\beta\beta} &= 0
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

En remplaçant $\sigma'_{\beta\beta}$ dans la relation contrainte effective déformation en état plan de contrainte (équation 4.6) et en état plan de déformation (équation 4.7) par son expression dans l'équation 4.11 (condition de non drainage), nous trouvons que les deux relations sont les mêmes et que cette relation est :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{\alpha z} = \varepsilon_{\beta z} = \sigma_{\alpha z} = \sigma_{\beta z} = \sigma'_{zz} &= 0 \\
 \varepsilon_{\alpha\alpha} = -\varepsilon_{\beta\beta} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma'_{\alpha\alpha}, \quad \varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{\alpha\beta}
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

4.2.5 Solution de l'équation d'équilibre en coordonnée elliptique (non drainée)

En coordonnées elliptiques, la relation déformation-déplacement (Saada, 1993) est:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\alpha\alpha} &= \frac{-1}{h_\alpha} \frac{\partial u_\alpha}{\partial \alpha} - \frac{c^2 \sin(2\beta)}{2h_\alpha^3} u_\beta \\
 \varepsilon_{\beta\beta} &= \frac{-1}{h_\alpha} \frac{\partial u_\beta}{\partial \beta} - \frac{c^2 \sinh(2\alpha)}{2h_\alpha^3} u_\alpha \\
 \varepsilon_{\alpha\beta} &= \frac{-1}{2h_\alpha} \frac{\partial u_\alpha}{\partial \beta} - \frac{1}{2h_\alpha} \frac{\partial u_\beta}{\partial \alpha} + \frac{c^2 \sinh(2\alpha)}{4h_\alpha^3} u_\beta + \frac{c^2 \sin(2\beta)}{4h_\alpha^3} u_\alpha
 \end{aligned} \tag{4.14}$$

où u_α et u_β sont les déplacements dans les directions α et β respectivement.

En remplaçant dans l'équation 4.13, $\epsilon_{\alpha\alpha}$, $\epsilon_{\beta\beta}$ et $\epsilon_{\alpha\beta}$ par leur expression, nous obtenons $\sigma'_{\alpha\alpha}$, $\sigma'_{\beta\beta}$ et $\sigma_{\alpha\beta}$ en fonction des déplacements u_α et u_β . En injectant cette nouvelle expression dans l'équation 4.12, nous obtenons l'équation de Cauchy-Riemann:

$$\begin{aligned} \frac{1+\nu'}{E'} \frac{\partial u}{\partial \alpha} - \frac{\partial \omega}{\partial \beta} &= 0 \\ \frac{1+\nu'}{E'} \frac{\partial u}{\partial \beta} + \frac{\partial \omega}{\partial \alpha} &= 0 \quad \text{où} \quad \omega = \frac{1}{2h_\alpha^2} \left[\frac{\partial(h_\alpha u_\alpha)}{\partial \beta} - \frac{\partial(h_\alpha u_\beta)}{\partial \alpha} \right] \end{aligned} \quad (4.15)$$

On en déduit que $\frac{1+\nu'}{E'}u + i\omega$ est une fonction de $\alpha + i\beta$ et qu'elle est analytique. u et ω sont donc des fonctions harmoniques.

Prenons une fonction analytique semblable à celle d'Inglis (1913):

$$\frac{1+\nu'}{E'}u + i\omega = \frac{4n(1+\nu')}{E'} A_n \frac{e^{-(n+\alpha+i\beta)}}{\sinh(\alpha+i\beta)} \quad (4.16)$$

où n est un entier quelconque et A_n des constantes dépendant des conditions aux limites.

De l'équation 4.16, nous tirons:

$$u = 4n A_n \frac{e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+1)\beta - e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-1)\beta}{\cosh 2\alpha - \cos 2\beta} \quad (4.17)$$

$$\text{et} \quad \omega = \frac{4n(1+\nu')}{E'} A_n \frac{-e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta + e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-1)\beta}{\cosh 2\alpha - \cos 2\beta} \quad (4.18)$$

L'équation 4.17 est l'expression générale de la pression interstitielle.

Avec les équations 4.18 et 4.10, nous avons:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(h_\alpha u_\alpha)}{\partial \alpha} + \frac{\partial(h_\alpha u_\beta)}{\partial \beta} &= -h_\alpha^2 (\varepsilon_{\alpha\alpha} + \varepsilon_{\beta\beta}) = 0 \\ \frac{\partial(h_\alpha u_\alpha)}{\partial \beta} - \frac{\partial(h_\alpha u_\beta)}{\partial \alpha} &= 2h_\alpha^2 \omega = \frac{-4n(1+\nu')c^2}{E'} A_n \left[e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta - e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-1)\beta \right] \end{aligned} \quad (4.19)$$

A partir de ce système d'équations aux dérivées partielles ci-dessus, nous trouvons facilement $h_\alpha u_\alpha$ et $h_\alpha u_\beta$ qui sont:

$$\begin{aligned} h_\alpha u_\alpha &= \frac{(1+\nu')c^2}{E'} A_n \left[(n+1)e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+1)\beta + (n-1)e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-1)\beta \right] - \phi \\ h_\alpha u_\beta &= \frac{(1+\nu')c^2}{E'} A_n \left[(n-1)e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta + (n+1)e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-1)\beta \right] - \psi \end{aligned} \quad (4.20)$$

où ϕ et ψ sont des fonctions conjuguées de α et β qui satisfont l'équation de Cauchy-Riemann. Nous allons prendre ϕ et ψ comme Inglis (1913).

$$\phi = \frac{(1+\nu')c^2}{E'} B_n e^{-(n+1)\alpha} \cos(n+1)\beta \quad \text{et} \quad \psi = \frac{(1+\nu')c^2}{E'} B_n e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta \quad (4.21)$$

L'expression complète des déplacements u_α et u_β est:

$$\begin{aligned} h_\alpha u_\alpha &= \frac{(1+\nu')c^2}{E'} \left\{ A_n \left[(n+1)e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+1)\beta + (n-1)e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-1)\beta \right] \right. \\ &\quad \left. - B_n e^{-(n+1)\alpha} \cos(n+1)\beta \right\} \\ h_\alpha u_\beta &= \frac{(1+\nu')c^2}{E'} \left\{ A_n \left[(n-1)e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta + (n+1)e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-1)\beta \right] \right. \\ &\quad \left. - B_n e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+1)\beta \right\} \end{aligned} \quad (4.22)$$

Connaissant u_α et u_β , nous calculons $\varepsilon_{\alpha\alpha}$, $\varepsilon_{\beta\beta}$ et $\varepsilon_{\alpha\beta}$ en utilisant l'équation 4.14. À l'aide des équations 4.13, 4.3 et 4.17, nous trouvons $\sigma'_{\alpha\alpha}$, $\sigma'_{\beta\beta}$, $\sigma_{\alpha\beta}$, $\sigma_{\alpha\alpha}$ et $\sigma_{\beta\beta}$.

$$\begin{aligned}
\sigma'_{\alpha\alpha} [\cosh 2\alpha - \cos 2\beta]^2 = & \left[(n-1)e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+3)\beta + (n+1)e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-3)\beta \right. \\
& - (n-1)e^{-(n+3)\alpha} \cos(n-1)\beta - (n+1)e^{-(n-3)\alpha} \cos(n+1)\beta \Big] (-nA_n) \\
& + B_n \left[- \left\{ ne^{-(n+3)\alpha} + (n+2)e^{-(n-1)\alpha} \right\} \cos(n+1)\beta \right. \\
& \left. + \left\{ n \cos(n+3)\beta + (n+2) \cos(n-1)\beta \right\} e^{-(n+1)\alpha} \right]
\end{aligned} \tag{4.23}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{\alpha\beta} [\cosh 2\alpha - \cos 2\beta]^2 = & \left[(n-1)e^{-(n-1)\alpha} \sin(n+3)\beta + (n+1)e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-3)\beta \right. \\
& - (n-1)e^{-(n+3)\alpha} \sin(n-1)\beta - (n+1)e^{-(n-3)\alpha} \sin(n+1)\beta \Big] (-nA_n) \\
& + B_n \left[- \left\{ ne^{-(n+3)\alpha} + (n+2)e^{-(n-1)\alpha} \right\} \sin(n+1)\beta \right. \\
& \left. + ne^{-(n+1)\alpha} \sin(n+3)\beta + (n+2)e^{-(n+1)\alpha} \sin(n-1)\beta \right]
\end{aligned} \tag{4.24}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{\alpha\alpha} [\cosh 2\alpha - \cos 2\beta]^2 = & -nA_n \left[- \left\{ 4e^{-(n+1)\alpha} + (n+3)e^{-(n-3)\alpha} \right\} \cos(n+1)\beta \right. \\
& + (n+1)e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+3)\beta + (n-1)e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-3)\beta \\
& \left. + \left\{ 4e^{-(n-1)\alpha} - (n-3)e^{-(n+3)\alpha} \right\} \cos(n-1)\beta \right] \\
& + B_n \left[- \left\{ ne^{-(n+3)\alpha} + (n+2)e^{-(n-1)\alpha} \right\} \cos(n+1)\beta \right. \\
& \left. + \left\{ n \cos(n+3)\beta + (n+2) \cos(n-1)\beta \right\} e^{-(n+1)\alpha} \right]
\end{aligned} \tag{4.25}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{\beta\beta} [\cosh 2\alpha - \cos 2\beta]^2 = & -nA_n \left[\left\{ -4e^{-(n+1)\alpha} + (n-1)e^{-(n-3)\alpha} \right\} \cos(n+1)\beta \right. \\
& - (n-3)e^{-(n-1)\alpha} \cos(n+3)\beta - (n+3)e^{-(n+1)\alpha} \cos(n-3)\beta \\
& \left. + \left\{ 4e^{-(n-1)\alpha} + (n+1)e^{-(n+3)\alpha} \right\} \cos(n-1)\beta \right] \\
& - B_n \left[- \left\{ ne^{-(n+3)\alpha} + (n+2)e^{-(n-1)\alpha} \right\} \cos(n+1)\beta \right. \\
& \left. + \left\{ n \cos(n+3)\beta + (n+2) \cos(n-1)\beta \right\} e^{-(n+1)\alpha} \right]
\end{aligned} \tag{4.26}$$

Dans les expressions de $\sigma'_{\alpha\alpha}$, $\sigma'_{\beta\beta} = -\sigma'_{\alpha\alpha}$, $\sigma_{\alpha\alpha}$, $\sigma_{\beta\beta}$, u , u_α et u_β , n est un entier positif ou négatif et l'expression générale de ces équations peut prendre la forme d'une série infinie.

Les constantes arbitraires seront déterminées de façon que les conditions aux limites soient respectées. Les équations 4.24, 4.25 et 4.26 sont les mêmes que celles d'Inglis (1913).

Dans un échantillon ayant une pression interstitielle initiale u_0 , la pression interstitielle est exprimée par l'équation 4.17 à laquelle on additionne u_0 et, les contraintes effectives $\sigma'_{\alpha\alpha}$, $\sigma'_{\beta\beta}$ sont celles données par les équations 4.23 et 4.11 auxquelles on additionne $(-u_0)$.

4.2.6 Application à un échantillon soumis aux mêmes conditions que l'échantillon cylindrique creux d'argile avec fissure initiale

Nous considérons le cas d'un échantillon cylindrique creux ayant une fissure initiale de longueur $2a_0$ et de hauteur $2b_0$, soumis à une pression intérieure P_i , une pression de confinement R et une pression interstitielle initiale u_0 .

4.2.6.1 Expression des contraintes et des déformations

Les conditions aux limites sont:

$$\begin{aligned} \sigma_{\alpha\alpha} &= P_i \quad \text{et} \quad \sigma_{\alpha\beta} = 0 && \text{pour} \quad \alpha = \alpha_0 \\ \sigma_{\alpha\alpha} &= \sigma_{\beta\beta} = R, \quad \sigma_{\alpha\beta} = 0 && \text{pour} \quad \alpha \rightarrow \infty \end{aligned} \quad (4.27)$$

Pour que ces conditions aux limites soient satisfaites, il faut que:

$$A_1 = \frac{R - P_i}{4}, \quad A_{-1} = -\frac{R}{8}, \quad B_{-1} = \frac{R - P_i}{2} \cosh 2\alpha_0 \quad (4.28)$$

En sommant les différents termes correspondants aux constantes A_1 , A_{-1} , et B_{-1} , et où les autres constantes sont nulles les expressions des contraintes et des déplacements sont :

$$\sigma_{\alpha\alpha} = - \frac{(P_i - R) \sinh 2\alpha (\cosh 2\alpha - \cosh 2\alpha_0)}{(\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)^2} + P_i \quad (4.29)$$

$$\sigma_{\beta\beta} = - \frac{(P_i - R) \sinh 2\alpha (\cosh 2\alpha + \cosh 2\alpha_0 - 2 \cos 2\beta)}{(\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)^2} + P_i \quad (4.30)$$

$$\sigma_{\alpha\beta} = - \frac{(P_i - R) \sin 2\beta (\cosh 2\alpha - \cosh 2\alpha_0)}{(\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)^2} \quad (4.31)$$

$$u = - \frac{(P_i - R) \sinh 2\alpha}{\cosh 2\alpha - \cos 2\beta} + P_i + u_0 \quad (4.32)$$

$$\sigma'_{\alpha\alpha} = \frac{(P_i - R) \sinh 2\alpha (\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta)}{(\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)^2} - u_0 \quad (4.33)$$

$$\sigma'_{\beta\beta} = - \frac{(P_i - R) \sinh 2\alpha (\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta)}{(\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)^2} - u_0 \quad (4.34)$$

Les déplacements sont :

$$u_\alpha = \frac{(1 + \nu') c}{E'} \frac{(R - P_i) (\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta)}{\sqrt{2} (\cosh 2\alpha - \cos 2\beta)} \quad \text{et} \quad u_\beta = 0 \quad (4.35)$$

Dans le cas particulier où $R = P_i$, nous avons :

$$u_\alpha = u_\beta = 0, \quad \sigma'_{\alpha\alpha} = \sigma'_{\beta\beta} = -u_0, \quad u = P_i + u_0 \quad \text{et} \quad \sigma_{\alpha\alpha} = \sigma_{\beta\beta} = P_i$$

Cette dernière solution confirme le fait qu'il n'y a pas de déformation ni de variation dans la contrainte effective si $R = P_i$.

Sur les lèvres de la fissure initiale ($\alpha = \alpha_0$) les contraintes sont :

$$\sigma_{\beta\beta} = -\frac{2(P_i - R)\sinh 2\alpha_0}{\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta} + P_i \quad (4.36)$$

$$u = -\frac{(P_i - R)\sinh 2\alpha_0}{\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta} + P_i + u_0 \quad (4.37)$$

$$\sigma'_{\alpha\alpha} = \frac{(P_i - R)\sinh 2\alpha_0}{\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta} - u_0 \quad (4.38)$$

$$\sigma'_{\beta\beta} = -\frac{(P_i - R)\sinh 2\alpha_0}{\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta} - u_0 \quad (4.39)$$

Au point A (figure 4.1) les contraintes ci-dessus s'écrivent en fonction de a_0 et b_0 de la façon suivante :

$$\sigma_{\beta\beta} = -2(P_i - R)\frac{a_0}{b_0} + P_i \quad (4.40)$$

$$u = -(P_i - R)\frac{a_0}{b_0} + P_i + u_0 \quad (4.41)$$

$$\sigma'_{\alpha\alpha} = (P_i - R)\frac{a_0}{b_0} - u_0 \quad (4.42)$$

$$\sigma'_{\beta\beta} = -(P_i - R)\frac{a_0}{b_0} - u_0 \quad (4.43)$$

Ces dernières équations montrent que plus le rapport $\frac{a_0}{b_0}$ est élevée plus la concentration de contrainte en A sera grande.

On constate que l'expression de u (équation 4.32) est indépendante de α_0 . Pour un même α et β donnés, la pression interstitielle en ce point sera la même quelque soit la longueur de la fissure initiale ce qui n'est pas le cas des autres contraintes (figure 4.6).

On remarque que pour de fortes concentrations de contrainte en bout de fissure, la pression interstitielle initiale sera négligeable devant les pressions générées à cause de la forte concentration de contrainte.

Comme exemple numérique prenons : $R = u_0 = 0$ et la fissure elliptique initiale est telle que $\tanh \alpha_0 = \frac{1}{15}$ soit $\frac{a_0}{b_0} = 15$. La figure 4.2 illustre les différentes contraintes normalisées par rapport à $(-P_i)$ en fonction de la distance le long de l'axe AP (voir figure 4.1) normalisée par rapport à c . Le long de l'axe AP, la contrainte $\sigma_{\alpha\beta}$ est égale à zéro.

Les contraintes $\frac{\sigma_{\beta\beta}}{-P_i}$, $\frac{u}{-P_i}$ et $\frac{\sigma'_{\beta\beta}}{-P_i}$ varient le long de la ligne AP de $\frac{\sigma_{\beta\beta}}{-P_i} = \frac{2a_0}{b_0} - 1 = 29$

$\frac{u}{-P_i} = \frac{a_0}{b_0} - 1 = 14$ et $\frac{\sigma'_{\beta\beta}}{-P_i} = \frac{a_0}{b_0} = 15$ en A pour ensuite décroître très rapidement pour

atteindre rapidement zéro. La contrainte $\frac{\sigma'_{\beta\beta}}{-P_i}$ décroît plus rapidement que les autres.

Quant à $\frac{\sigma_{\alpha\alpha}}{-P_i}$ qui est égale à -1 en A, croît rapidement pour atteindre un maximum de 4,80

à une distance de 1,0090 et, décroît après comme les autres contraintes vers zéro.

4.2.6.2 Influence de la longueur de la fissure initiale

La concentration de contrainte est localisée dans une petite zone en bout de fissure (figure 4.2). Il serait intéressant de savoir comment elle se comporte en fonction du

rapport $\frac{a_0}{b_0}$ le long de l'axe AP. Pour ce faire, nous allons étudier les comportements des

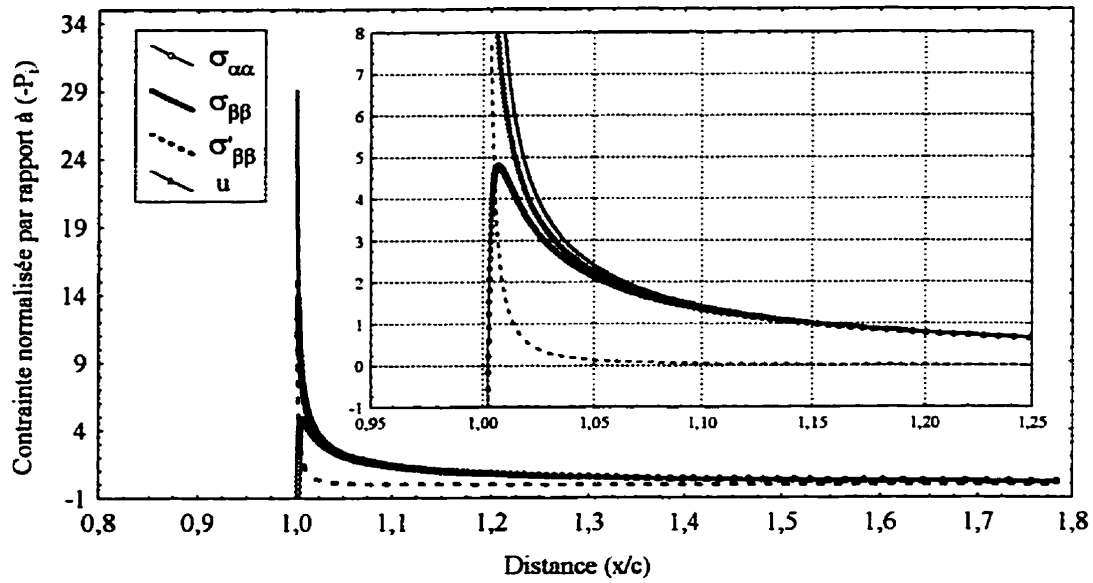


Figure 4.2 : Contraintes normalisées par rapport à $(-P_i)$ le long de l'axe AP

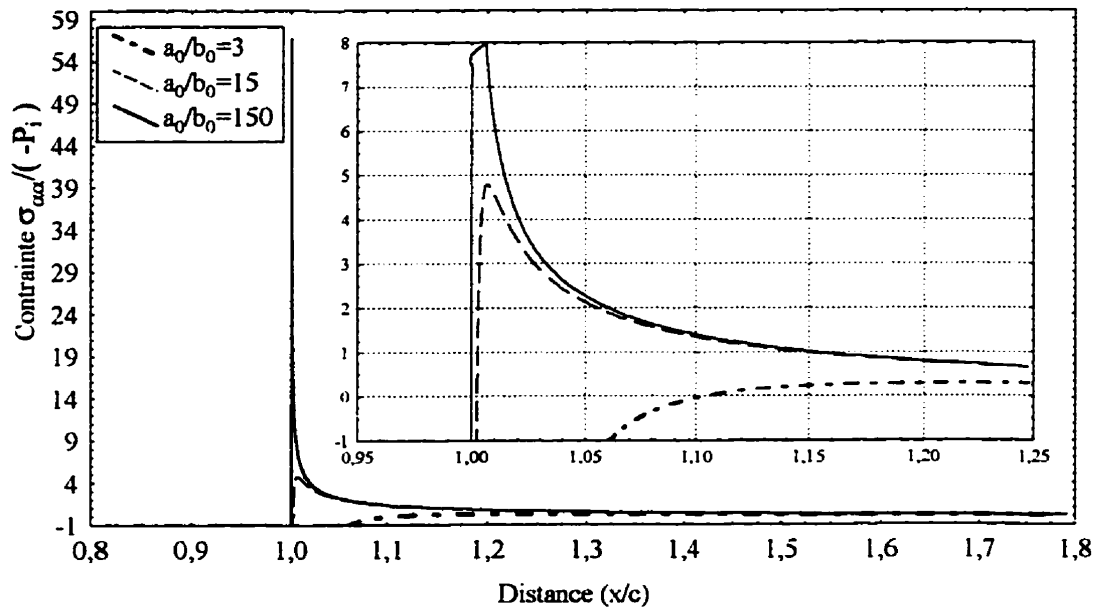


Figure 4.3 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma_{\alpha\alpha}$

différentes contraintes pour ces rapports de $\frac{a_0}{b_0}$: 3, 15 et 150. Nous avons tracé $\frac{\sigma_{\alpha\alpha}}{-P_i}$

(figure 4.3) et $\frac{\sigma_{\beta\beta}}{-P_i}$ (figure 4.4) pour les différents rapports $\frac{a_0}{b_0}$ en fonction de (x/c) . Dans

le premier cas de figure (figure 4.3), le comportement des trois courbes est identique et le maximum n'est atteint ni à la même valeur de x , ni de x/c . Pour l'autre courbe (figure 4.4), nous constatons que la contrainte part en bout de fissure avec des valeurs différentes pour ensuite décroître très rapidement et, à la distance (x/c) d'environ 1,05, les contraintes sont sensiblement les mêmes. Ce dernier comportement est identique pour $\frac{\sigma'_{\beta\beta}}{-P_i}$ (figure 4.5).

En traçant $\frac{u}{-P_i}$ en fonction de x/c les trois courbes se superposent à la seule différence qu'elles ne débutent pas au même point (figure 4.6).

Les équations 4.40 à 4.43 prédisent des contraintes en bout de fissure (point A) infinies si le rapport $\frac{a_0}{b_0} = \infty$ ($b_0 = 0$). Aucun matériau n'est capable de résister à des contraintes infinies. Un matériau qui contient une fissure avec $b_0 \approx 0$ (figure 4.7) va atteindre la rupture sous une contrainte faible ce qui n'est pas vrai. Ce paradoxe qui est survenu après la publication de l'article d'Inglis (1913) a amené Griffith (1920) à développer la théorie de la fracture en faisant une approche énergétique au lieu des contraintes locales. Comme expliqué au chapitre 2 cette théorie a conduit à la mécanique de la rupture actuelle avec les développements d'Irwin (1957). En se basant sur l'approche de Westergaard (1939) et

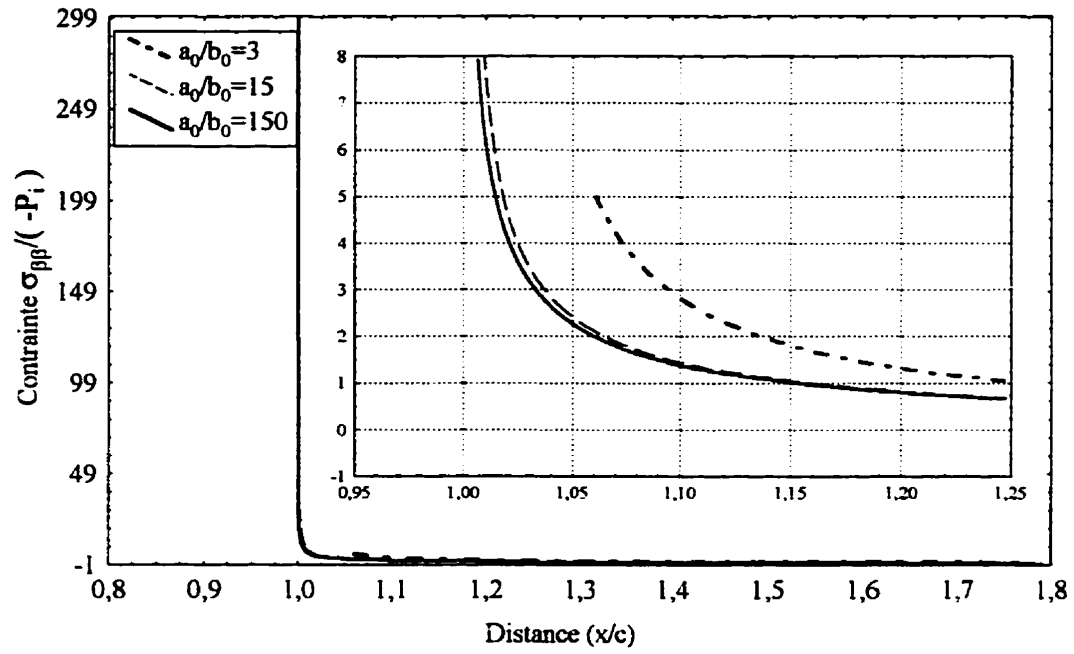


Figure 4.4 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma_{\beta\beta}$

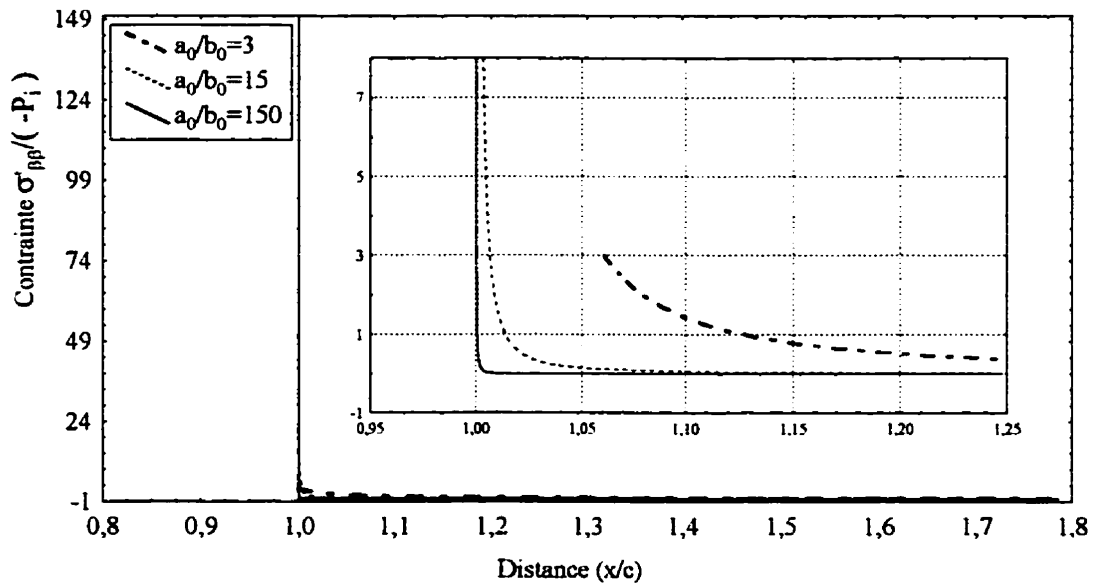


Figure 4.5 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur $\sigma'_{\beta\beta}$

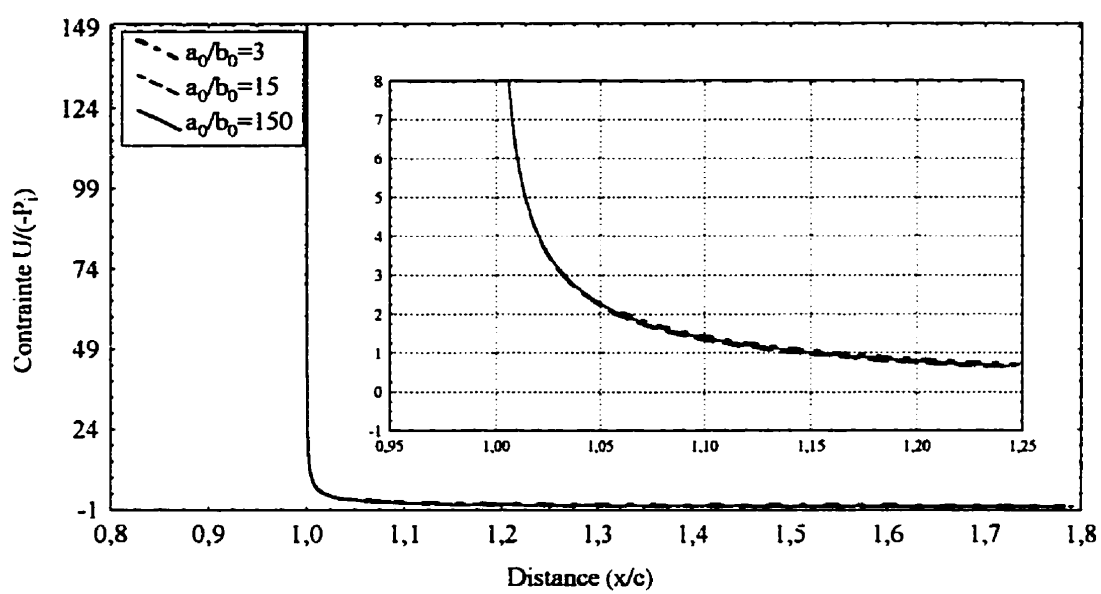


Figure 4.6 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur u

Irwin (1957) les équations de base de l'application de la mécanique de la rupture aux argiles saturées ont été trouvées.

4.3 Mécanique élastique linéaire de la rupture appliquée aux argiles saturées

L'application de la mécanique linéaire élastique de la rupture aux argiles saturées est très récente, et les auteurs (Palmer & Rice, 1973; Saada *et al*, 1985; Lee *et al*, 1988, Vallejo, 1993, Murdoch, 1993) ont utilisé les solutions qui ont été développées pour les matériaux fragiles. Il y a uniquement les expressions des contraintes totales et on n'a pas celles de la pression interstitielle et des contraintes effectives. Dans ces développements, la déformation est reliée à la variation de la contrainte totale alors que dans l'argile saturée elle est fonction plutôt de la variation de la contrainte effective. Nous pensons que si l'utilisation de la mécanique de la rupture n'est pas très populaire en mécanique des sols c'est parce que les auteurs ne peuvent pas faire une analyse en contrainte effective. En appliquant les principes de base propres à la mécanique des sols, nous allons résoudre l'équation d'équilibre et ainsi avoir les équations de base pour l'application de la mécanique élastique linéaire de la rupture au sol.

4.3.1 Équation d'équilibre en deux dimensions

L'équation d'équilibre en contrainte totale (Saada, 1993) est:

$$\sigma_{i,j,j} = 0 \quad (4.44)$$

En contrainte effective, cette équation devient:

$$u_{,j} \delta_{ij} + \sigma'_{ij,j} = 0 \quad (4.45)$$

où σ la contrainte totale, σ' la contrainte effective et u la pression interstitielle.

Avec l'équation 4.45, nous avons quatre inconnues pour deux équations. Il nous faut deux autres équations qui sont l'équation de compatibilité et les conditions de drainage.

L'équation de compatibilité en deux dimensions est :

$$2 \frac{\partial^2 \epsilon_{xy}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \epsilon_{xx}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_{yy}}{\partial x^2} \quad (4.46)$$

Avec la relation "contrainte-déformation" de la théorie de l'élasticité linéaire, nous pouvons réécrire l'équation de compatibilité en terme de contrainte et elle devient :

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) + Q \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] = 0 \quad (4.47)$$

avec $Q = \frac{1}{1 - \nu'}$ en état plan de déformation et $Q = 1 + \nu'$ en état plan de contrainte

4.3.2 Conditions de déroulement de l'essai

4.3.2.1 Essai drainé

La pression interstitielle u est constante et les équations à résoudre sont les suivantes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{yy}}{\partial y} &= 0 \\ \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) &= 0 \end{aligned} \quad (4.48)$$

Cette équation est la même que celle résolue en mécanique linéaire élastique de la rupture classique et cette solution est applicable

4.3.2.2 Essai non drainé

La pression interstitielle n'est pas constante et, puisque l'eau et les grains sont incompressibles, le volume de l'échantillon est invariable pendant l'essai. Cette condition est:

$$\frac{\Delta V}{V} = -\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{yy} = 0 \quad (4.49)$$

En utilisant la relation "contrainte-déformation" en état plan de déformation, l'équation 4.49 se réécrit en terme de contraintes comme suit :

$$\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} = 0 \quad \text{soit} \quad \sigma'_{yy} = -\sigma'_{xx} \quad (4.50)$$

L'équation à résoudre en état plan de déformation en condition non drainée est :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} = 0 \quad 4.51a$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} = 0 \quad 4.51b \quad (4.51)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0 \quad 4.51c$$

Comme au paragraphe 4.2.4.2, on démontre qu'en condition non drainée, la relation "contrainte effective-déformation" s'écrit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xx} = -\varepsilon_{yy} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma'_{xx}, \quad \varepsilon_{xy} = \frac{1+\nu'}{E'} \sigma_{xy} \\ \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = \sigma_{xz} = \sigma_{yz} = \sigma'_{zz} = 0 \end{aligned} \quad (4.52)$$

Et la relation "déformation-déplacement" est:

$$\varepsilon_{xx} = -\frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy} = -\frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \varepsilon_{xy} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad (4.53)$$

4.3.3 Solution de l'équation d'équilibre en condition non drainée (Mode I)

En utilisant les fonctions complexes comme l'avait fait Westergaard (1939), nous allons résoudre l'équation 4.51. La pression interstitielle u est une fonction harmonique (équation 4.51c). Supposons Z une fonction analytique de la variable complexe $z = x + i.y$. La partie réelle ($\text{Re } Z$) et imaginaire ($\text{Im } Z$) sont des solutions de l'équation 4.51c.

Pour la solution en mode I, nous avons supposé que la pression interstitielle u est égale à la partie réelle de Z ($u = \text{Re } Z$).

$$u = \text{Re } Z, \quad \frac{\partial u}{\partial x} = \text{Re } Z', \quad \frac{\partial u}{\partial y} = -\text{Im } Z', \quad \text{où } Z' = \frac{dZ}{dz} \quad (4.54)$$

La solution de l'équation 4.51 est:

$$\begin{aligned} u &= \text{Re } Z \\ \sigma'_{xx} &= -y \text{Im } Z' - \phi \\ \sigma_{xy} &= -y \text{Re } Z' + \psi \end{aligned} \quad (4.55)$$

où ϕ et ψ sont des fonctions conjuguées de x et y satisfaisant l'équation de Cauchy-Riemann.

Supposons Z^* une fonction analytique de la variable complexe $z = x + i.y$. La partie réelle ($\text{Re } Z^*$) et imaginaire ($\text{Im } Z^*$) satisfont l'équation de Cauchy-Riemann et nous pouvons prendre $\phi = \text{Re } Z^*$ et $\psi = \text{Im } Z^*$. La solution complète de l'équation 4.51 est:

$$\begin{aligned}
\sigma'_{yy} &= -\sigma'_{xx} = y \operatorname{Im} Z' + \operatorname{Re} Z^* \\
u &= \operatorname{Re} Z \\
\sigma_{xx} &= \operatorname{Re} Z - y \operatorname{Im} Z' - \operatorname{Re} Z^* \\
\sigma_{yy} &= \operatorname{Re} Z + y \operatorname{Im} Z' + \operatorname{Re} Z^* \\
\sigma_{xy} &= -y \operatorname{Re} Z' + \operatorname{Im} Z^*
\end{aligned} \tag{4.56}$$

Si $Z^*=0$ l'expression ci-dessus en contrainte totale est la même que celle en mode I couramment utilisée en mécanique élastique linéaire de la rupture classique en utilisant la formulation complexe de Westergaard (1939).

Les déplacements u_x et u_y respectivement dans les directions x et y sont :

$$\begin{aligned}
u_x &= \frac{1+\nu'}{E'} \left[y \operatorname{Im} Z + \operatorname{Re} \bar{Z}^* \right] & \text{où } Z^* &= \frac{d\bar{Z}^*}{dz} \\
u_y &= -\frac{1+\nu'}{E'} \left[\operatorname{Im} \bar{Z} - y \operatorname{Re} Z + \operatorname{Im} \bar{Z}^* \right]
\end{aligned} \tag{4.57}$$

Les expressions des déplacements ne sont pas les mêmes qu'en mode I de la mécanique linéaire élastique de la rupture en utilisant la fonction de Westergaard (1939), même si $Z^* = 0$.

En prenant $u = \operatorname{Im} Z$ on aboutit à la solution en mode II que nous ne présentons pas dans cette thèse parce que ne faisant pas partie de l'objectif de cette thèse.

4.3.4 Contrainte et déplacement en bout de fissure (Mode I)

On montre aisément que les fonctions complexes Z et Z^* (Westergaard, 1939) de la forme,

$$Z = \frac{(Q+R)z_1}{2\sqrt{z_1^2 - a_0^2}} \quad \text{et} \quad Z^* = \frac{(R-Q)z_1}{2\sqrt{z_1^2 - a_0^2}} \tag{4.58}$$

satisfont les conditions aux limites suivantes:

$$(4.59) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{xx} = Q, \quad \sigma_{yy} = R, \quad u = \frac{Q+R}{2} \\ \sigma'_{xx} = -\sigma'_{yy} = \frac{Q-R}{2} \end{array} \right. \quad \text{pour } x \rightarrow \infty \text{ ou } y \rightarrow \infty$$

$$\sigma_{yy} = 0 \quad \text{pour } -a_0 < x < +a_0 \quad \text{et} \quad \sigma_{yy} = \infty \quad \text{pour } x = \pm a_0$$

En transférant l'origine des axes en bout de fissure (figure 4.7) en prenant $z = z_1 - a_0 = re^{i\theta}$ on a:

$$(4.60) \quad \chi = \frac{\Re(z+a_0)}{2\sqrt{(z+a_0)^2 - a_0^2}} \quad \text{et} \quad \chi' = \frac{\Re a_0^2}{2\left[(z+a_0)^2 - a_0^2\right]^{\frac{3}{2}}}$$

où $\chi = Z$ ou $\chi = Z'$ si $\chi = Z$ on a $\Re = Q+R$, et si $\chi = Z'$ on a $\Re = R-Q$

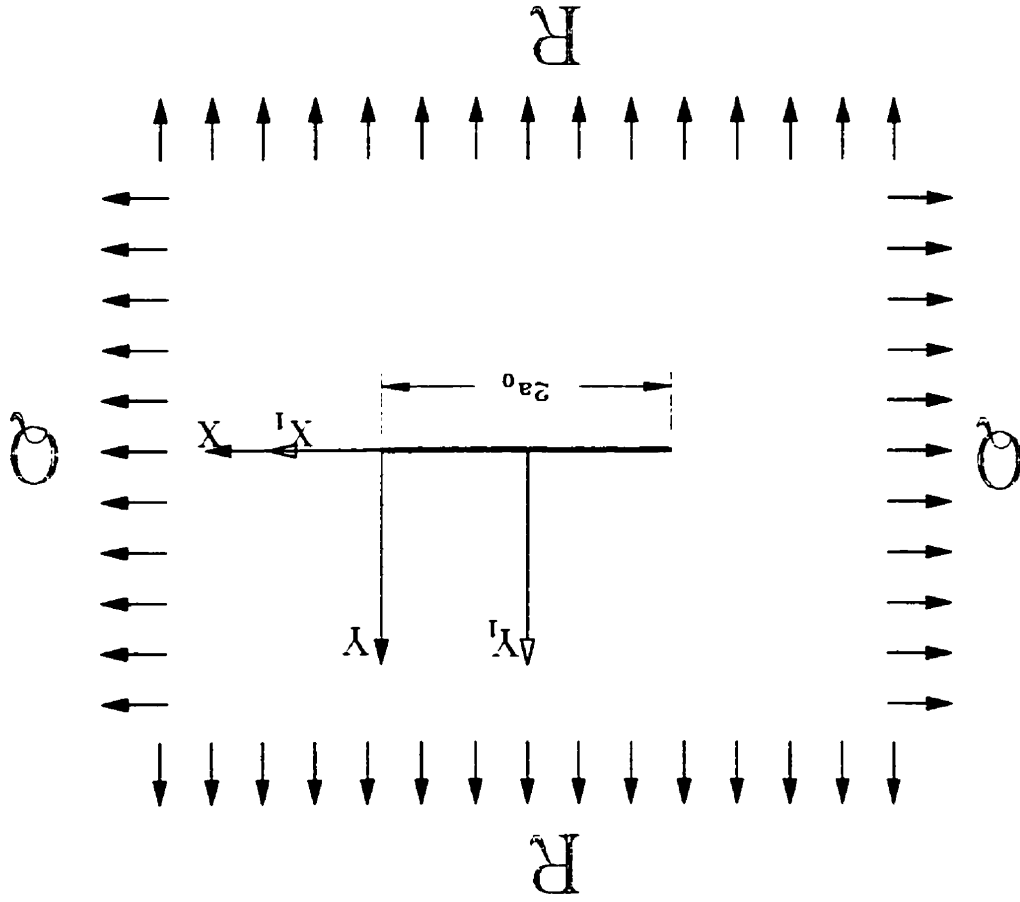


Figure 4.7 : Echantillon d'argile avec fissure droite initiale ($2a_0$) sous chargement

Dans les voisinages de la tête de la fissure où $z \rightarrow 0$ on a:

$$\begin{aligned}
 \chi &\approx \frac{\Re a_0}{2\sqrt{2a_0z}} = \frac{\Re \sqrt{a_0}}{2} \sqrt{\frac{1}{2r}} e^{-\frac{i\theta}{2}} \\
 \chi' &\approx -\frac{\Re a_0^2}{2(2a_0z)^{\frac{3}{2}}} = \frac{\Re \sqrt{a_0}}{4} \sqrt{\frac{1}{2}} r^{-\frac{3}{2}} e^{-\frac{3i\theta}{2}} \\
 y &= r \sin \theta = 2r \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \\
 \bar{\chi} &\approx \Re \sqrt{2a_0z} = 2 \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cdot \frac{\Re \sqrt{\pi a_0}}{2} \cdot e^{\frac{i\theta}{2}}
 \end{aligned} \tag{4.61}$$

où $\chi = Z$ ou $\chi = Z^*$ if $\chi = Z$ on a $\Re = Q + R$ et si $\chi = Z^*$ on a $\Re = R - Q$

En utilisant l'équation des contraintes 4.56 nous sommes en mesure de développer l'expression des contraintes au voisinage de la tête de fissure.

$$\begin{aligned}
 \sigma'_{yy} &= -\sigma'_{xx} = \frac{(R+Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} + \frac{(R-Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \\
 u &= \frac{(R+Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \\
 \sigma_{xx} &= \frac{(R+Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] - \frac{(R-Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \\
 \sigma_{yy} &= \frac{(R+Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right] + \frac{(R-Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \\
 \sigma_{xy} &= \frac{(R+Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} + \frac{(R-Q)\sqrt{\pi a_0}}{2\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2}
 \end{aligned} \tag{4.62}$$

Si $R=Q$, l'équation 4.62 est semblable à celle trouvée par Atkinson et Craster (1991), bien que l'approche soit différente.

Avec l'expression des contraintes au voisinage de la tête de fissure, nous devons définir trois facteurs d'intensités de contraintes en mode d'ouverture.

Le facteur d'intensité de contrainte K_I^w due à l'eau interstitielle:

$$K_I^w = \lim_{r \rightarrow 0} (u \sqrt{2\pi r}) \big|_{\theta=0} = \frac{Q+R}{2} \sqrt{\pi a_0} \quad (4.63)$$

Le facteur d'intensité de contrainte due à la contrainte effective:

$$K_I' = \lim_{r \rightarrow 0} (\sigma'_{yy} \sqrt{2\pi r}) \big|_{\theta=0} = \frac{R-Q}{2} \sqrt{\pi a_0} \quad (4.64)$$

Le facteur d'intensité de contrainte K_I due à la contrainte totale :

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} (\sigma_{yy} \sqrt{2\pi r}) \big|_{\theta=0} = K_I' + K_I^w = R \sqrt{\pi a_0} \quad (4.65)$$

Le facteur d'intensité de contrainte en contrainte totale K_I est indépendant de la contrainte Q qui est parallèle à la fissure (figure 4.7). Comme en mécanique classique de la rupture, le facteur d'intensité de contrainte due à la contrainte totale est seulement fonction de la contrainte normale à la fissure.

En substituant les quantités appropriées de l'équation 4.61 dans l'expression 4.57 nous avons les déplacements en mode I :

$$\begin{aligned} u_x &= -\frac{2(1+\nu')}{E'} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I^w \sin^2 \frac{\theta}{2} - K_I' \right] \\ u_y &= -\frac{2(1+\nu')}{E'} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \left[K_I^w \sin^2 \frac{\theta}{2} + K_I' \right] \end{aligned} \quad (4.66)$$

En comparant les équations 4.62 et 4.66 respectivement aux équations 2.15 et 2.16 nous constatons qu'elles sont vraiment très différentes et que surtout dans l'équation 2.15 nous n'avons pas l'expression de la pression interstitielle et de la contrainte effective. Il est donc très clair que les équations 2.15 et 2.16 ne sont pas adéquates pour appliquer la mécanique élastique linéaire de la rupture aux argiles saturées en état non drainé.

CHAPITRE V

APPAREILLAGE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

5.1 Essais de fracturation (PHCFT)

5.1.1 Choix des dimensions de l'échantillon

Nous voulons faire des essais de fracturation (PHCFT) sur des échantillons cylindriques creux baignant complètement dans un fluide F afin de connaître l'influence de la tension interfaciale sur la pression au pic et sur la propagation de la fissure. Nous sommes limités dans le choix du rayon extérieur (R_e) de l'échantillon par les dimensions de la cellule triaxiale que nous utilisons. Le rayon extérieur que nous allons utiliser sera le rayon maximal suggéré par le fabricant de la cellule qui est de 100 mm ($R_e = 100$ mm). Nous avons utilisé un rayon intérieur très petit pour pouvoir avoir une différence ($R_e - R_i$) élevée. Par contre si le diamètre intérieur est trop petit nous aurions de la difficulté à faire passer le fil métallique avec lequel nous taillons le cylindre intérieur.

Les dimensions utilisées dans les essais sont les suivantes : (figure 5.1)

- Rayon intérieur $R_i = 8,8$ mm et la longueur de la fissure $2.a_0 = 25,5$ mm
- Rayon intérieur $R_i = 5,0$ mm et la longueur de la fissure $2.a_0 = 14,0$ mm
- Rayon intérieur $R_i = 5,0$ mm et seulement le trou préalable (sans fissure)

Les travaux des chercheurs (Inglis, 1913; Newman, 1971) ont montré qu'il n'y a pas d'influence du rayon du trou initial sur la pression à la rupture si le rapport R_i/R_e est faible.

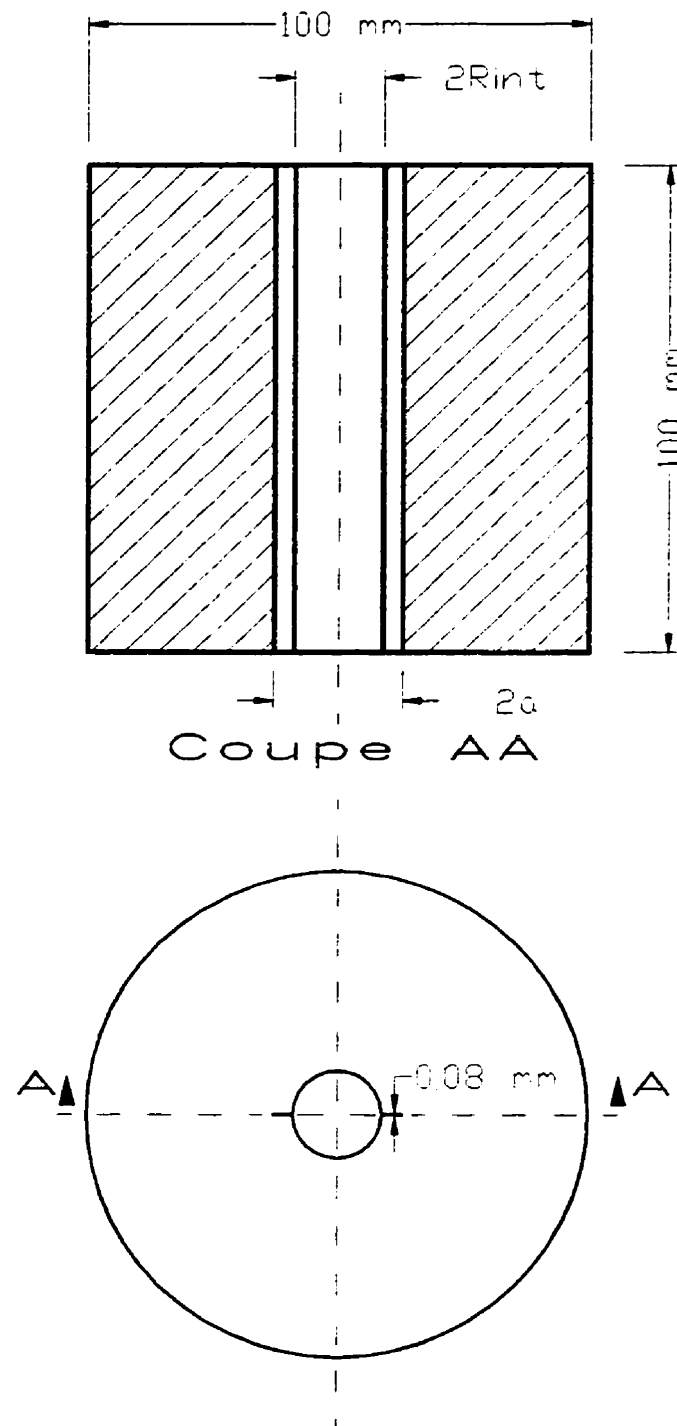


Figure 5.1 : Représentation schématique de l'échantillon cylindrique creux

Nous pourrions donc comparer les différents résultats, car seule la longueur de la fissure initiale ($2a_0$) compte.

5.1.2 Appareillage

Les appareils utilisés sont en grande majorité les mêmes que ceux utilisés par Dakpo (1993) et Abba (1993) : soit les cellules triaxiales GDS (modèle 100 de Bishop et Wesley).

Les différences en appareillage avec les essais de traction sont:

- le taillage des cylindres creux;
- la base utilisée;
- les contrôleurs de pressions qui sont plus précis;
- le micro-ordinateur utilisé.

5.1.2.1 Taillage des cylindres creux

Le taillage de l'échantillon cylindrique (sans le trou cylindrique) se fait en utilisant la méthode conventionnelle avec la tour de taillage. Cette partie est très importante et très délicate, car non seulement il faut éviter de remanier l'échantillon mais la précision sur les dimensions du diamètre extérieur est très importante. Une fois l'échantillon cylindrique taillé, nous l'installons dans le tube cylindrique fendu déjà décrit par Dakpo (1993).

Pour pouvoir réaliser le vide intérieur, d'un diamètre inférieur au diamètre intérieur utilisé par Dakpo (1993), nous avons conçu deux pièces qui sont:

- une plaque circulaire (figure 5.2) qu'on fixe sur le couvercle pour tailler le cylindre intérieur et que nous enlevons au moment de l'entaille de la fissure droite initiale.
- une tige munie d'une fente dans laquelle nous glissons la lame (figure 5.3) pour expulser le cylindre intérieur et créer la fissure droite initiale. La fissure droite initiale est faite en même temps que nous expulsions l'échantillon remanié à l'intérieur du cylindre.

5.1.2.2 Modifications apportées à la cellule

La cellule est celle utilisée par Dakpo (1993) et Abba (1993) à la seule différence que les bases utilisées ne sont pas les mêmes (figure 5.4). La base est conçue de façon à ce que nous puissions maintenir une pression extérieure constante indépendante de la pression intérieure que nous allons augmenter jusqu'à la rupture et aussi mesurer la pression interstitielle. La présence de saillies est essentielle pour les raisons suivantes: les saillies servent à assurer l'étanchéité et à combler les imperfections de la surface de l'échantillon et enfin le fait qu'il rentre un peu dans l'échantillon contribuera à améliorer l'étanchéité sans avoir d'impact sur la déformation finale, car cette déformation est très petite. Le petit cylindre débouchant qui rentre dans le trou intérieur de l'échantillon servira à empêcher l'échantillon de bouger de sa base pendant le montage. La pression interstitielle est alors mesurée entre les endroits où nous assurons l'étanchéité (figure 5.4) pour la pression intérieure et extérieure.

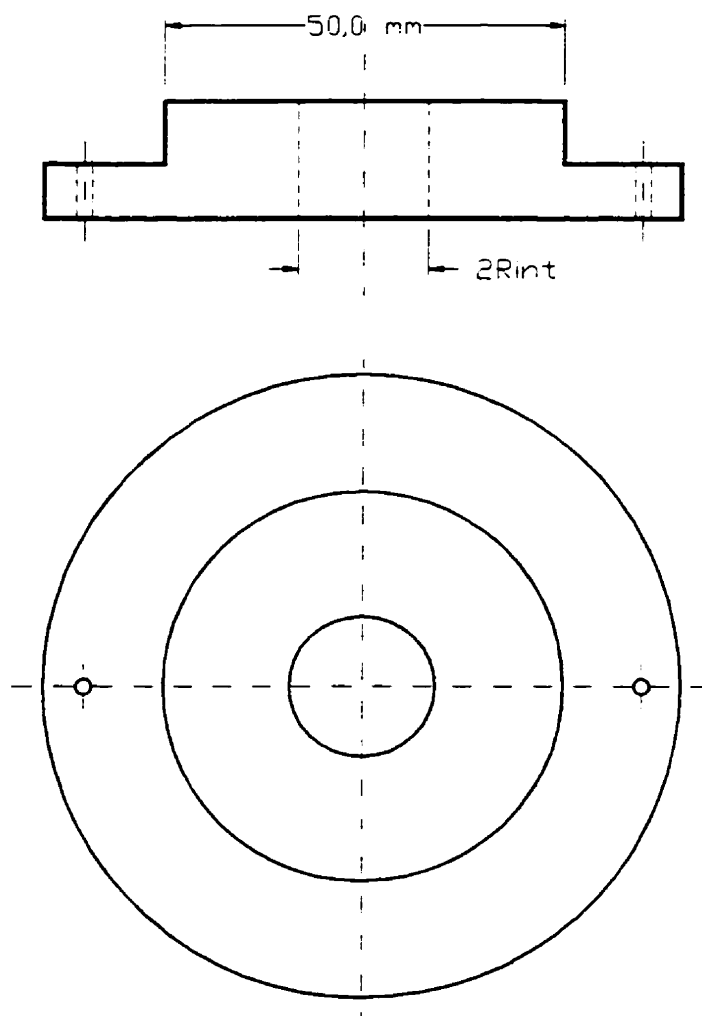


Figure 5.2 : Plaque circulaire pour tailler le cylindre intérieur

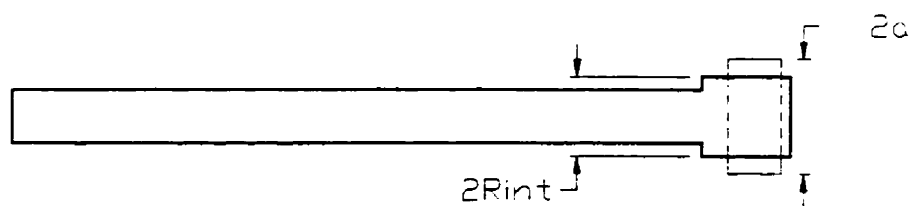
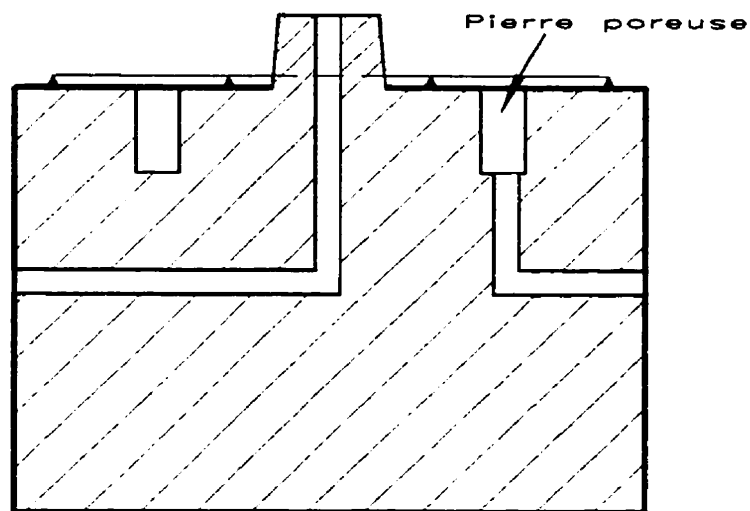
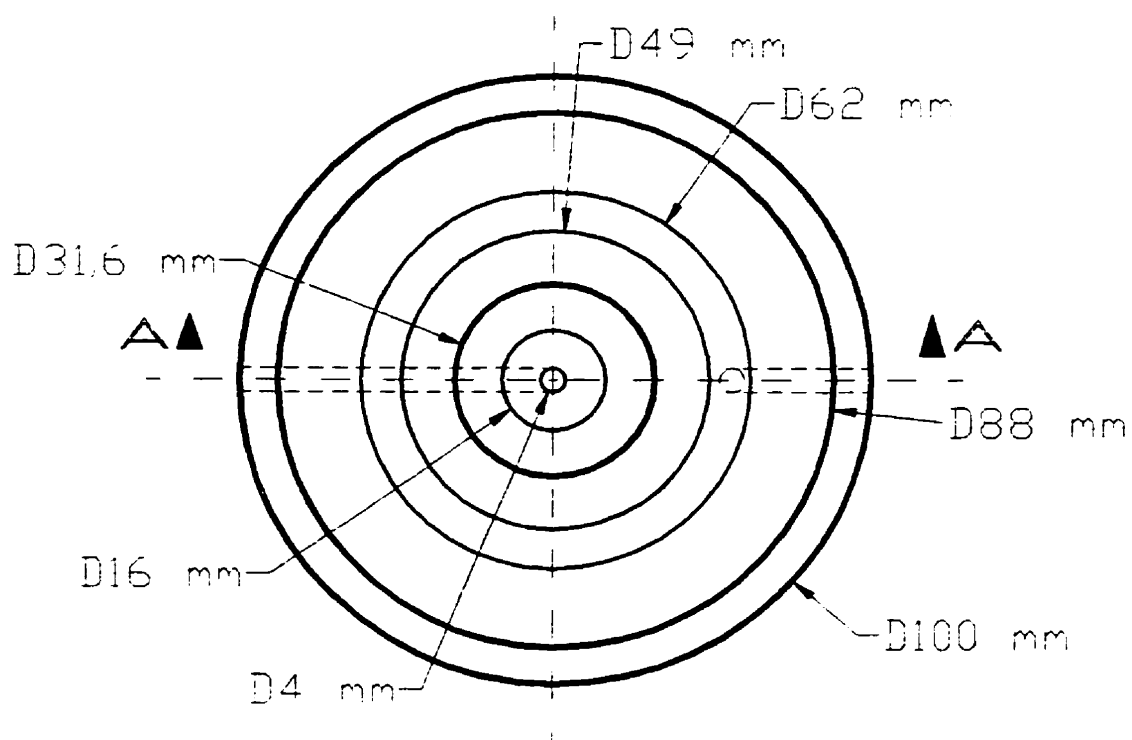


Figure 5.3 : Tige pour expulser l'échantillon dans le cylindre intérieur



Coupe AA

Figure 5.4 : Pièce utilisée à la base et au sommet de l'échantillon pour assurer l'étanchéité et mesurer la pression interstitielle

5.1.2.3 Les contrôleurs de pressions et de volumes

Les principes et le fonctionnement des contrôleurs de pression sont très bien décrits par Dakpo (1993). Nous avons utilisé un modèle plus récent dont l'avantage est sa grande précision au niveau du volume ainsi qu'au niveau de la pression. Il peut fonctionner avec trois niveaux de précision et supportent les programmes informatiques écrits pour les versions antérieures. Le principe et le fonctionnement demeurent les mêmes. L'essentiel des améliorations apportées aux contrôleurs de pression est résumé sur tableau 5.1. Le programme informatique a été modifié pour utiliser les contrôleurs de pression avec la plus grande précision.

Tableau 5.1 : Précision avec les différents types de précisions

	A la lecture		A l'application	
Type de précision	Pression	Volume	Pression	Volume
Simple	1 kPa	1 mm ³	1 kPa	0,5 mm ³
Grande précision	0,5 kPa	1 mm ³	0,5 kPa	0,5 mm ³
Très grande précision	0,03125 kPa	0,5 mm ³	0,5 kPa	0,5 mm ³ (en une seule commande)

Afin de pouvoir utiliser les nouveaux contrôleurs de pression et de volume, nous avons dû faire des tests pour vérifier s'ils sont bien calibrés. Pour ce faire nous avons procédé de la façon suivante :

- Nous avons vérifié la pression donnée par l'un des quatre contrôleurs avec la pression sur le manomètre. La vérification s'est portée sur quelques valeurs et nous avons trouvé que les différentes valeurs concordent très bien. Ce contrôleur est pris comme standard afin de vérifier les valeurs données par les autres contrôleurs.
- Nous avons connecté tous les quatre contrôleurs ensemble pour pouvoir lire la même pression. Nous avons écrit un programme informatique qui augmente la pression du standard de 0 à 1500 kPa avec un pas de 10 kPa. A chaque pas nous faisons 40 lectures des quatre contrôleurs et nous faisons la moyenne des 40 lectures. Une fois à 1500 kPa nous faisons le chemin inverse de 1500 kPa à 0 kPa toujours par pas de 10 kPa. Les résultats de ce test sont présentés au tableau 5.2. Pour des raisons de simplicité nous avons seulement présenté les résultats que par pas de 50 kPa. Nous constatons qu'il y a très peu de différence entre les pressions des différents contrôleurs de pression. En plus un contrôleur qui par exemple surestime la pression, le fait toujours avec une différence qui varie très peu. Ce qui veut dire que les contrôleurs de pressions fonctionnent très bien. Pour éviter que cette petite variation entre les différents contrôleurs ne vienne affecter nos résultats, nous avons gardé le même contrôleur pour la même contrainte.

5.1.3 Préparation de l'échantillon et montage de l'essai

Le taillage des échantillons se fait en utilisant la méthode conventionnelle avec la tour de taillage. L'échantillon est taillé à un diamètre de $100,0 \pm 0,5$ mm de façon à ce qu'on puisse l'installer dans le demi-tube cylindrique. Nous installons ensuite les deux couvercles avec

Tableau 5.2 : Résultats d'essai de calibration

Contrôleur P_{axiale} (kPa)	Contrôleur U (kPa)	Contrôleur P_i (kPa)	Standard Contrôleur P_c (kPa)	Différence de pression maximale
9,32	8,67	8,48	9,28	0,80
50,29	49,62	49,48	50,24	0,76
89,14	88,51	88,47	89,07	0,60
130,33	129,64	129,60	130,30	0,70
170,43	169,71	169,76	170,30	0,59
210,56	209,80	209,92	210,39	0,59
250,56	249,76	249,93	250,38	0,62
280,40	279,59	279,79	280,26	0,67
300,51	299,70	299,93	300,26	0,56
350,27	349,42	349,73	350,05	0,63
400,47	399,60	400,00	400,17	0,56
449,97	449,02	449,47	449,64	0,63
499,57	498,57	499,09	499,19	0,62
550,37	549,33	549,95	550,05	0,72
600,08	599,00	599,69	599,64	0,64
650,36	649,27	650,01	649,97	0,70
700,33	699,24	700,04	699,95	0,71
750,22	749,15	750,02	749,80	0,66
799,68	798,56	799,52	799,27	0,70
849,89	848,69	849,67	849,28	0,61
900,46	899,20	900,27	899,84	0,64
950,49	949,21	950,37	949,95	0,74
1000,42	999,09	1000,33	999,82	0,73
1049,88	1048,48	1049,84	1049,29	0,81
1100,20	1098,83	1100,23	1099,58	0,76
1150,02	1148,67	1150,15	1149,40	0,75
1199,98	1198,61	1200,18	1199,33	0,85
1250,43	1248,93	1250,57	1249,68	0,89
1300,04	1298,54	1300,19	1299,37	0,83
1350,13	1348,62	1350,39	1349,41	0,98
1400,42	1398,94	1400,73	1399,70	1,03
1450,31	1448,79	1450,69	1449,62	1,07
1500,24	1498,85	1500,80	1499,59	1,20

Tableau 5.2 : Résultats d'essai de calibration (suite)

Contrôleur P_{axiale} (kPa)	Contrôleur U (kPa)	Contrôleur P_i (kPa)	Standard Contrôleur P_e (kPa)	Différence de pression maximale
1500,19	1498,78	1500,73	1499,55	1,19
1450,23	1448,68	1450,56	1449,46	1,10
1400,82	1399,32	1401,04	1400,12	0,93
1350,90	1349,37	1351,06	1350,24	0,87
1300,11	1298,61	1300,16	1299,46	0,84
1250,16	1248,63	1250,14	1249,43	0,80
1200,51	1199,17	1200,60	1199,97	0,80
1150,02	1148,61	1149,95	1149,43	0,82
1100,06	1098,64	1099,90	1099,47	0,83
1050,10	1048,61	1049,82	1049,47	0,86
1000,28	998,87	999,94	999,68	0,81
950,96	949,53	950,54	950,39	0,85
899,96	898,60	899,50	899,44	0,84
849,88	848,545	849,40	849,42	0,88
800,80	799,61	800,41	800,44	0,83
750,33	749,09	749,83	749,95	0,87
699,80	698,56	699,23	699,46	0,88
649,84	648,59	649,21	649,43	0,84
599,68	598,51	599,03	599,35	0,84
549,72	548,55	549,01	549,40	0,85
499,71	498,56	498,97	499,43	0,87
449,90	448,78	449,07	449,61	0,84
399,63	398,61	398,90	399,48	0,87
350,98	349,99	350,15	350,82	0,82
300,97	300,06	300,07	300,89	0,83
249,25	248,45	248,38	249,24	0,86
199,62	198,89	198,72	199,74	1,03
149,64	148,95	148,70	149,76	1,06
98,80	98,16	97,88	99,03	1,15
49,24	48,74	48,31	49,64	1,32
9,04	8,53	8,12	9,48	1,36

un rayon intérieur de 25 mm. Nous installons ensuite la plaque circulaire montrée à la figure 5.2 et procédons au taillage du cylindre intérieur. Une fois le taillage du cylindre intérieur terminé, nous enlevons la plaque afin de pouvoir procéder à l'expulsion du cylindre intérieur tout en créant la fissure initiale avec la tige montrée à la figure 5.3. Après l'expulsion et le démontage de l'échantillon, on procède au montage de l'essai. Une fois la saturation des pierres poreuses effectuée et les contrôleurs de pression remplis d'eau désaérée, nous relevons les traces des saillies sur l'échantillon. Au niveau des traces, nous mettons une fine couche de graisse de silicone. Nous mettons suffisamment de graisse au niveau des saillies pour assurer l'étanchéité mais pas trop pour que la graisse de silicone ne se retrouve sur la pierre poreuse. Nous procédons ensuite au montage de l'échantillon et nous fermons la cellule. Nous appliquons une légère pression sur l'échantillon (entre 2 et 3 kPa) pour permettre à la graisse de silicone de bien adhérer à l'échantillon. Il est très important d'appliquer cette pression sur l'échantillon avant de commencer le remplissage et même pendant le remplissage, car si l'huile blanche arrive à se frayer un chemin entre la graisse de silicone et l'argile, l'étanchéité ne peut plus être assurée par la suite. Nous pouvons donc remplir la cellule avec le fluide (F) à utiliser en commençant toujours par remplir l'extérieur de l'échantillon afin de ne pas fissurer l'échantillon avant le début de l'essai.

5.1.4 Déroulement et contrôle de l'essai.

Une fois la cellule remplie par le fluide F (l'intérieur et l'extérieur de l'échantillon), les contrôleurs de pression connectés, nous sommes prêts pour l'essai en tant que tel et le programme qui contrôle l'essai est lancé. Le déroulement de l'essai peut se résumer en quatre parties qui sont :

- Saisie des données de l'essai. Cette partie consiste à prendre les dimensions initiales de l'échantillon (rayon intérieur et extérieur ainsi que la hauteur de l'échantillon). Le programme calcule le volume et la surface de la section radiale de l'échantillon. Nous entrons aussi les pressions initiales.
- Application de la pression axiale. L'étanchéité est assurée par l'effet combiné de la graisse de silicone et d'une pression axiale. Il est très important d'appliquer cette pression axiale de 10 kPa qui est la même pour tous les essais avant l'application du confinement.
- Application de la pression de confinement. Nous appelons pression de confinement la pression P_{conf} telle que $P_{\text{conf}} = P_i = P_e$. Cette étape est très délicate, car il faut éviter de fissurer l'échantillon à ce stade. Si P_e est supérieure à P_i on a compression en tête de fissure alors que l'inverse cause de la traction. Puisque la résistance à la compression est plus importante que la résistance à la traction, il y a donc moins de risques dans l'application de la pression de confinement d'augmenter d'abord la pression extérieure avant celle de la pression intérieure. L'application de la pression de confinement se fait de façon à ce qu'on est toujours $P_e \geq P_i$. Pour minimiser encore plus les risques de fissurer l'échantillon il faut qu'en tout temps, pendant l'application du confinement avoir

$0 \leq P_e - P_i \leq 5 \text{ kPa}$. Mais puisque l'application du confinement se fait automatiquement nous avons choisi de le faire à un pas de 1 kPa. L'application du confinement se fait de la façon suivante :

- Étape 1: Augmentation de la pression extérieure de 1 kPa suivie de 3 secondes de pause.
- Étape 2: Augmentation de la pression intérieure de 1 kPa suivie de 6 secondes de pause.
- Étape 3: Lecture des différentes pressions et on sauvegarde les données dans un fichier.
- Étape 4 : Si P_e égale P_c , fin de l'étape de confinement et si non on remonte à l'étape 1.

- Essai de fracturation (PHCFT). Nous pouvons faire des essais à charge contrôlée ou à déformation contrôlée. Dans notre cas, un essai à déformation contrôlée a été utilisé. Le taux de déformation constant est réalisé en maintenant un débit d'injection de $2 \text{ mm}^3/\text{s}$. La pression extérieure pendant ce temps est maintenue constante.

5.2 Essais de cisaillement

Des essais de cisaillement non consolidé et non drainé (UU) ont été faits sans l'utilisation de membrane. Les échantillons d'argile baignent directement dans le fluide (F). L'étanchéité est assurée aux deux extrémités de l'échantillon afin de pouvoir mesurer la pression interstitielle. Les équipements utilisés sont les mêmes que pour les essais de fracturation (PHCFT) sauf la cellule triaxiale qui est la cellule habituellement utilisée pour les essais de cisaillement et qui dans ce cas est plus petite.

5.2.1 Choix des dimensions de l'échantillon

Afin que nous puissions assurer l'étanchéité et en même temps mesurer la pression interstitielle au niveau des extrémités de l'échantillon, il faut que son diamètre soit légèrement plus grand que le diamètre habituellement utilisé sur cette cellule pour ce type d'essai. Nous avons arrêté notre choix sur des échantillons de 45 mm de diamètre ($D = 45$ mm). La norme ASTM D 2850 (1995) recommande un élanement H/D compris entre 2 et 2,5. Nous avons choisi d'avoir un échantillon ayant un élanement $H/D = 2$ d'où la hauteur de l'échantillon retenue est de 90 mm.

5.2.2 Modification apportée à la cellule triaxiale

La cellule triaxiale utilisée pour les essais de cisaillement est conçue pour être utilisée avec des échantillons de 38 mm de diamètre. Pour pouvoir tester l'échantillon ayant un diamètre de 45 mm et, surtout pour ne pas utiliser de membrane et mesurer la pression interstitielle générée, nous avons modifié la base et la tête qui complètent le montage de l'échantillon. Elles sont légèrement différentes; comme le montrent les figures 5.5 et 5.6. La base (figure 5.5) sera montée sur la base de 38 mm existant. Sur la base comme sur la tête, l'étanchéité sera assurée au niveau de la saillie et la mesure de la pression interstitielle se fera au centre de l'échantillon (figure 5.5 et 5.6). Pour assurer l'étanchéité, nous appliquons au niveau des saillies de la graisse de silicone.

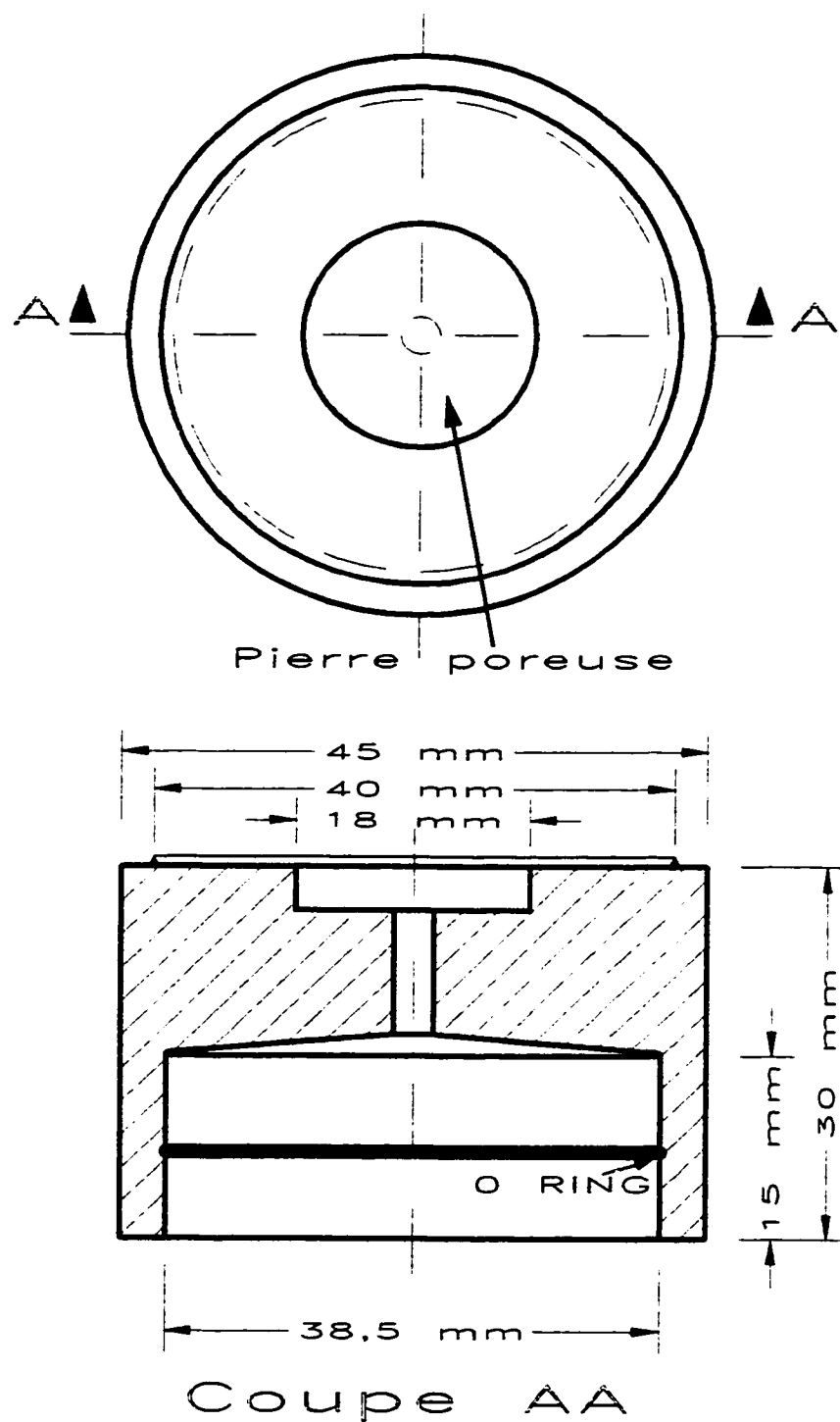


Figure 5.5 : Pièce utilisée comme support à la base de l'échantillon pour les essais de cisaillements

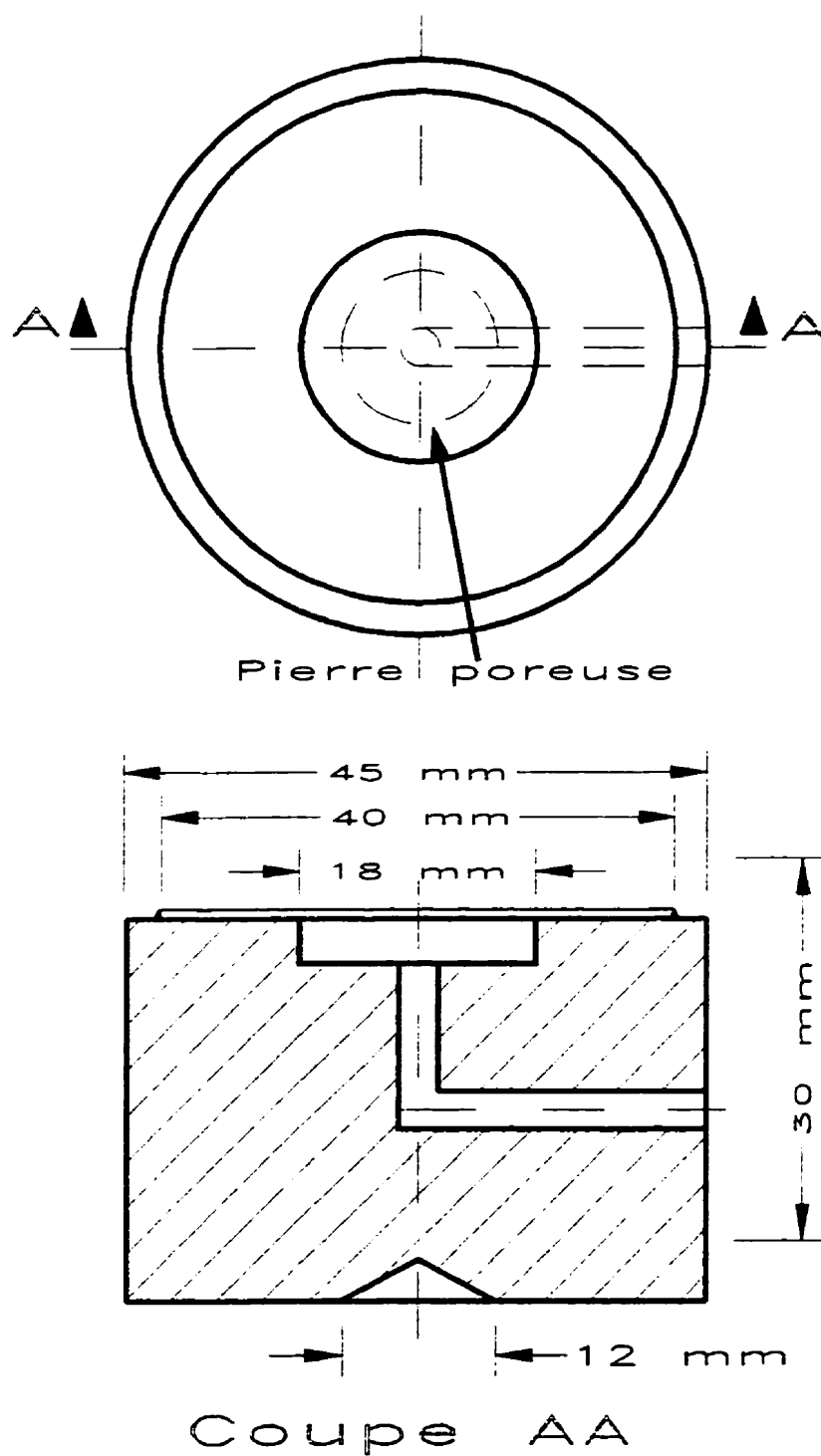


Figure 5.6 : Pièce utilisée comme support au sommet de l'échantillon pour les essais de cisaillements

5.2.3 Montage de l'essai

Une fois l'échantillon taillé aux bonnes dimensions, nous procédons à la saturation de la pierre poreuse. Nous appliquons une légère couche de graisse de silicone sur le bas et le haut de l'échantillon à l'endroit des saillies tout en épargnant l'endroit où la pression interstitielle sera mesurée. Nous appliquons sur la base et sur la tête une petite couche de graisse au niveau des saillies. L'échantillon est ensuite posé sur la base (figure 5.5) et nous nous assurons de la bonne adhérence de l'échantillon et de la base avant de poser la tête (figure 5.6). Nous nous assurons ensuite l'échantillon est bien vertical et centré sur la base. Nous remplissons ensuite la cellule avec le fluide (F) et les contrôleurs de pression sont remplis avec de l'eau désaérée.

5.2.4 Déroulement des essais

Le programme utilisé pour le contrôle des essais est un programme que nous avons écrit sur un ordinateur compatible IBM. Le déroulement de l'essai peut se résumer en quatre parties qui sont :

- Saisie des données de l'essai. Cette partie consiste à prendre les dimensions initiales de l'échantillon (le diamètre ainsi que la hauteur de l'échantillon). Le programme effectue le calcul du volume et de la surface de la section radiale de l'échantillon. Nous entrons aussi les pressions initiales qui s'appliquent sur l'échantillon.

- Calcul du frottement au niveau du bellofram. Ce frottement sert ensuite à

corriger la pression axiale qui s'applique sur l'échantillon. Le programme que nous avons écrit permet de faire le calcul du frottement pour plusieurs niveaux de déformation. La correction à appliquer dépend ainsi de la déformation qu'on a.

- Application de la pression de confinement. Nous avons choisi d'appliquer une pression de confinement du même ordre que pour l'essai de fracturation (PHCFT) soit une pression de confinement de 252 kPa.

- Essai de cisaillement. Nous avons choisi de faire un essai à déformation contrôlée comme dans le cas des essais de fracturation (PHCFT) à déformation contrôlée. Le taux de déformation constant est réalisé en maintenant une vitesse de déplacement axiale constante qui est de 0,5 mm/heure. Chaque essai dure environ 24 heures.

CHAPITRE VI

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

6.1 Introduction

Les essais de fracturation (PHCFT) effectués ont été classifiés en cinq grands groupes, à savoir:

- le premier, sur l'argile de Saint-Hilaire à l'état naturel (sans consolidation préalable).

Les différents fluides et les caractéristiques géométriques de l'échantillon sont présentés dans le tableau ci-dessous. Pour chaque fluide, l'essai a été répété trois fois.

Hauteur H	Diamètre extérieur D_e	Diamètre intérieur D_i	Longueur de fissure initiale $2a_0$
100 mm	100 mm	17,6 mm	25,5 mm

- le deuxième, sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa (avant le taillage de l'échantillon cylindrique creux) et une longueur de fissure $2a_0 = 25,5$ mm dont les caractéristiques géométriques et les conditions expérimentales sont identiques à celles de la première série.

- le troisième, sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa et une longueur de fissure $2a_0 = 14,0$ mm et le diamètre du trou cylindrique intérieur réduit de 17,6 mm à 10 mm. Pour chaque fluide, nous avons fait une seule expérience par fluide parce que les tests des deux premiers groupes montrent peu de variabilité entre des essais effectués dans les mêmes conditions.

Les caractéristiques géométriques sont:

Hauteur H	Diamètre extérieur D_e	Diamètre intérieur D_i	Longueur de fissure initiale $2a_0$
100 mm	100 mm	10 mm	14,0 mm

- le quatrième, sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa sans fissure initiale (seulement le trou préalable) et comme dans la troisième série le diamètre du trou cylindrique intérieur est réduit de 17,6 mm à 10 mm. De même pour chaque fluide, nous avons fait un seul essai.

Les caractéristiques géométriques sont:

Hauteur H	Diamètre extérieur D_e	Diamètre intérieur D_i	Longueur de fissure initiale $2a_0$
100 mm	100 mm	10 mm	Uniquement le trou préalable

- Pour le cinquième, nous avons effectué des essais de cisaillement avec les échantillons d'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa baignant complètement dans les différents fluides. Les échantillons utilisés ont un diamètre $D = 45$ mm et une hauteur $H = 90$ mm.

Les résultats des essais du deuxième, troisième et quatrième groupe sont comparables, car le diamètre du trou préalable a une faible incidence sur la concentration de contrainte en tête de fissure donc, sur la pression intérieure à la rupture (figure 6.1). Les erreurs commises sont minimales vu la forte concentration de la contrainte et les diamètres des trous intérieurs qui sont faibles devant le diamètre extérieur.

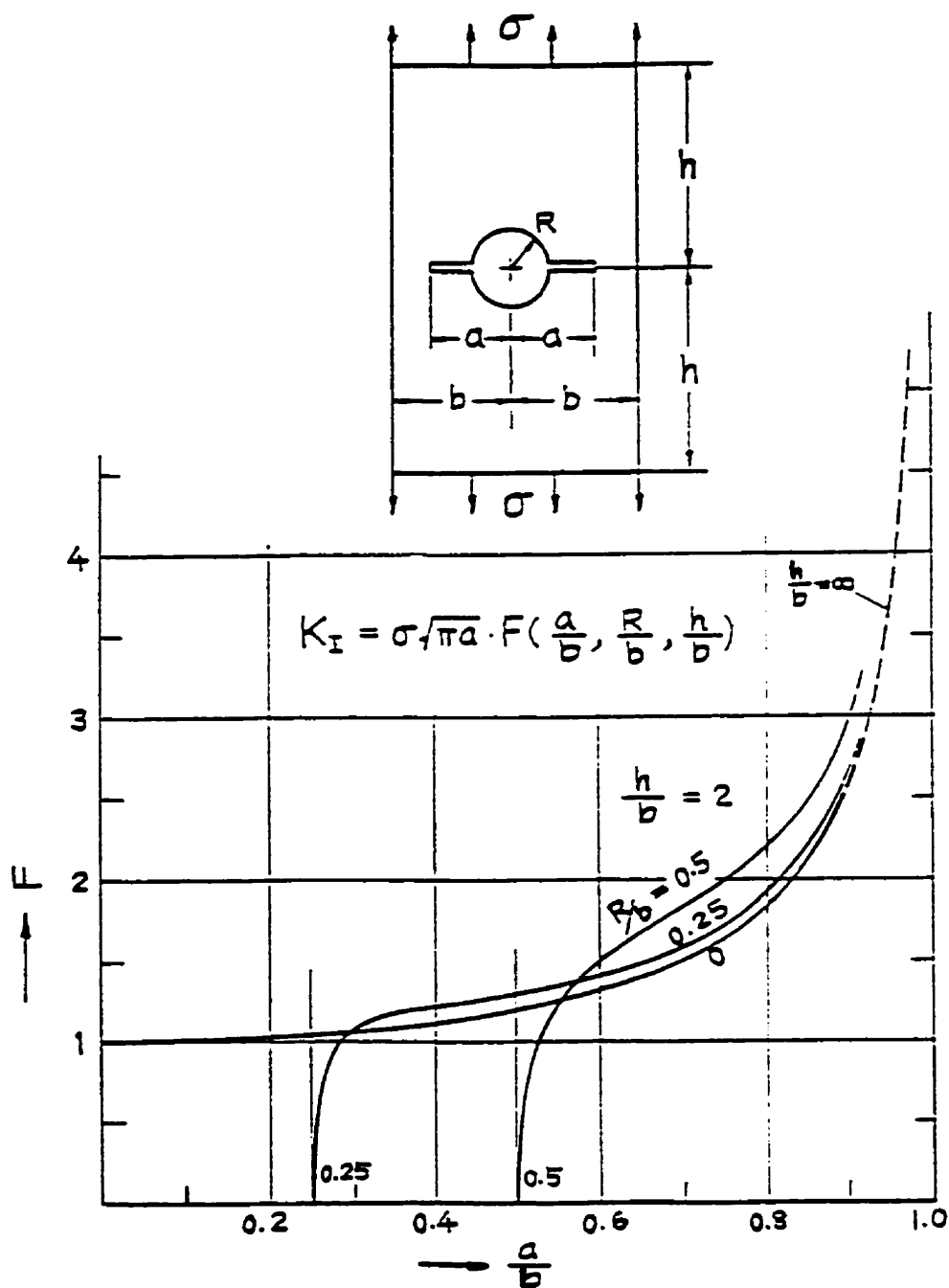


Figure 6.1 : Influence du trou initial sur le facteur d'intensité de contrainte

Newman, 1971 (source Tada *et al* , 1985)

Dans notre cas, nous avons ($R/b=0,1$ et $a/b=0,14$) ou ($R/b=0,176$ et $a/b=0,255$)

Dans ce chapitre nous présenterons uniquement les résultats des différents essais.

L'analyse des résultats est présentée au chapitre suivant.

Les essais de fracturation (PHCFT) ont été effectués à un débit d'injection constant de $35 \text{ mm}^3/\text{s}$ pour l'air et $2 \text{ mm}^3/\text{s}$ pour les autres fluides et à une pression de confinement de 252 kPa pour l'ensemble des essais.

6.2 Essai de fracturation (PHCFT) sur l'argile naturelle.

Quinze essais ont été effectués, soit trois essais par fluide. La figure 6.2 illustre l'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté dans le cas des essais avec l'eau comme fluide. Les trois courbes sont assez similaires surtout dans la partie avant le pic. La rupture a lieu très rapidement entre une minute et une minute et trente secondes. Trois étapes caractérisent les courbes de fracturation (PHCFT) :

a - La première étape qui est la partie avant pic représentant la mise en charge de l'échantillon. Cette partie est plus ou moins linéaire. La fissure commence à se propager seulement au pic.

b - La deuxième étape est la partie comprise entre le pic et le palier. Pendant cette étape, nous avons propagation de la fissure initiale jusqu'à la rupture finale. Cette propagation de fissure peut être stable (figure 6.2 essai 1 et 3) ou instable (figure 6.2 essai 2) ou une combinaison des deux.

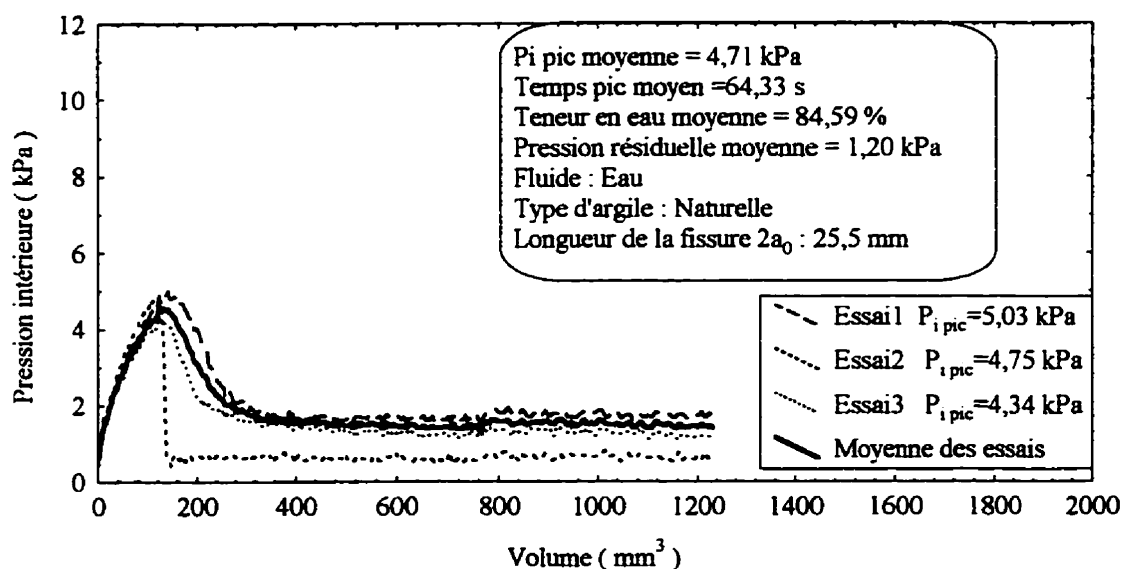


Figure 6.2 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

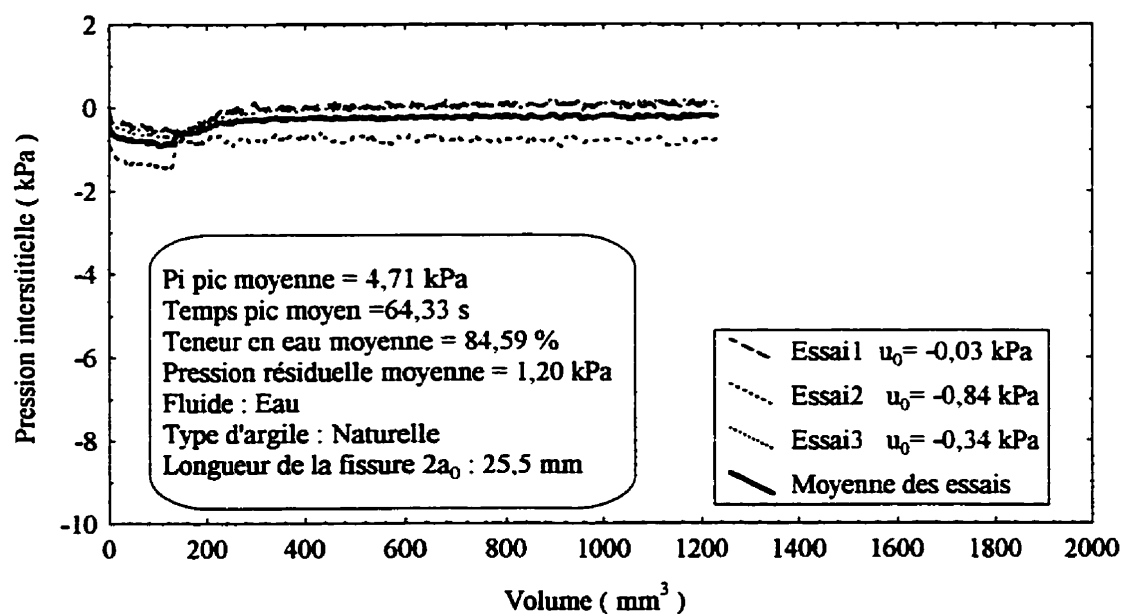


Figure 6.3 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

c - La troisième partie c'est le palier qui se produit après la rupture finale. A cette étape la fissure a déjà traversé l'échantillon. Cette pression représente la pression nécessaire pour maintenir la fissure ouverte et celle de l'écoulement à travers la fissure.

La figure 6.3 représente la pression interstitielle en fonction de la variation du volume intérieur. On constate que la pression interstitielle diminue légèrement jusqu'au pic puis, elle augmente modérément pour atteindre la rupture finale avant de se stabiliser.

Les courbes de l'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté lorsque les fluides sont les huiles, sont présentées aux figures A.1, A.3 et A.5 en annexe A. Ces courbes ont les mêmes allures que celles de l'eau (figure 6.2). La pression intérieure est plus élevée au pic que celle des essais avec l'eau. Le volume intérieur au pic est sensiblement le même dans les deux cas. Les courbes des pressions interstitielles (figures A.2, A.4 et A.6 en annexe A) sont similaires à celles de la figure 6.3 sauf que les pressions interstitielles initiales u_0 sont plus faibles.

L'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux (figure A.7 en annexe A) en fonction du volume injecté dans le cas des essais où l'air est utilisé comme fluide diffère des courbes précédentes à cause de la compressibilité de l'air et la rupture est brutale. La pression au pic est semblable à celles obtenues avec les autres fluides (sauf avec l'eau). La pression interstitielle (figure A.8 en annexe A) en fonction de la variation du volume intérieur semble être constante jusqu'au pic avec une augmentation brutale à la rupture.

Les figures 6.4 et 6.5 sont les courbes moyennes de l'ensemble des essais de la première série (sauf l'air). On remarque qu'il n'y a pas de différence significative entre les évolutions des pressions intérieures moyennes pour les trois huiles. La propagation de la fissure (étape b) se fait de façon stable.

Le tableau 6.1 résume les principaux résultats de tous les essais sur l'argile naturelle de Saint-Hilaire. Nous présentons sur la figure 6.6 l'influence de la tension interfaciale sur la pression intérieure maximale.

Sauf les résultats avec l'eau, l'influence de la tension interfaciale sur la pression interstitielle initiale (après l'application de la pression de confinement) n'est pas très perceptible sur cette courbe (figure 6.7). La fissure se propage suivant le plan de la fissure initiale comme le montre la photo de cet échantillon après rupture (figure 6.8)

6.3 Essai de fracturation (PHCFT) sur l'argile consolidée à 200 kPa avec une longueur de fissure initiale $2a_0 = 25,5$ mm

La figure 6.9 représente l'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté dans le cas des essais et aussi la courbe moyenne des ces essais. La rupture a lieu très rapidement soit entre une et deux minutes. La pression interstitielle varie très peu pendant l'essai en fonction du volume intérieur (figure 6.10). Les courbes de l'évolution de la pression intérieure de

Tableau 6.1 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile

naturelle avec $2a_0 = 25,5$ mm

Type de fluide	D mm	H mm	w %	$P_{i\text{ pic}}$ kPa	$-u_0$ kPa	T_{pic} s	$P_{i\text{ max}}$ KPa	T_f s	P_f kPa
Eau	100,0	101,5	82,12	5,03	0,03	70,0	1,80	141,0	2,09
	99,9	101,0	80,60	4,75	0,84	62,0	0,70	73,0	0,65
	100,0	102,0	91,06	4,34	0,34	61,0	1,10	115,0	1,94
Moyenne	100,0	101,5	84,59	4,71	0,40	64,3	1,20	110,0	1,58
Huile blanche + 0,292 % d'octadecanol	100,0	100,5	93,24	7,88	2,55	94,0	2,10	191,0	4,66
	99,7	102,0	84,07	8,56	4,67	99,0	2,90	203,0	4,53
	99,0	102,0	80,94	8,06	5,09	90,0	2,40	197,0	3,28
Moyenne	99,6	101,5	86,08	8,17	4,10	94,0	2,47	197,0	4,16
Huile blanche + 0,194 % d'octadecanol	100,0	101,7	83,06	7,18	3,13	94,3	3,30	160,0	4,56
	100,0	101,7	89,06	8,22	4,22	120,0	3,60	160,0	5,48
	100,0	103,6	83,70	6,69	3,52	85,0	3,00	188,0	4,23
Moyenne	100,0	102,3	85,27	7,40	3,62	99,7	3,30	169,0	4,76
Huile blanche	100,0	101,6	88,39	5,69	2,70	67,0	3,70	149,0	3,69
	100,0	100,8	81,79	5,88	2,19	61,0	2,90	150,0	3,31
	100,0	101,0	82,04	8,91	1,36	107,0	3,50	167,0	4,44
Moyenne	100,0	101,1	84,07	6,83	2,08	78,3	3,37	155,0	3,81
Air	100,0	102,2	92,22	7,94	2,73	247,0	3,00	252,0	1,23
	100,0	101,0	88,91	8,34	2,42	198,0	2,20	202,0	1,98
	100,0	102,0	83,68	8,59	5,83	175,0	2,40	183,0	1,81
Moyenne	100,0	101,7	88,27	8,29	3,66	207,0	2,53	212,0	1,67

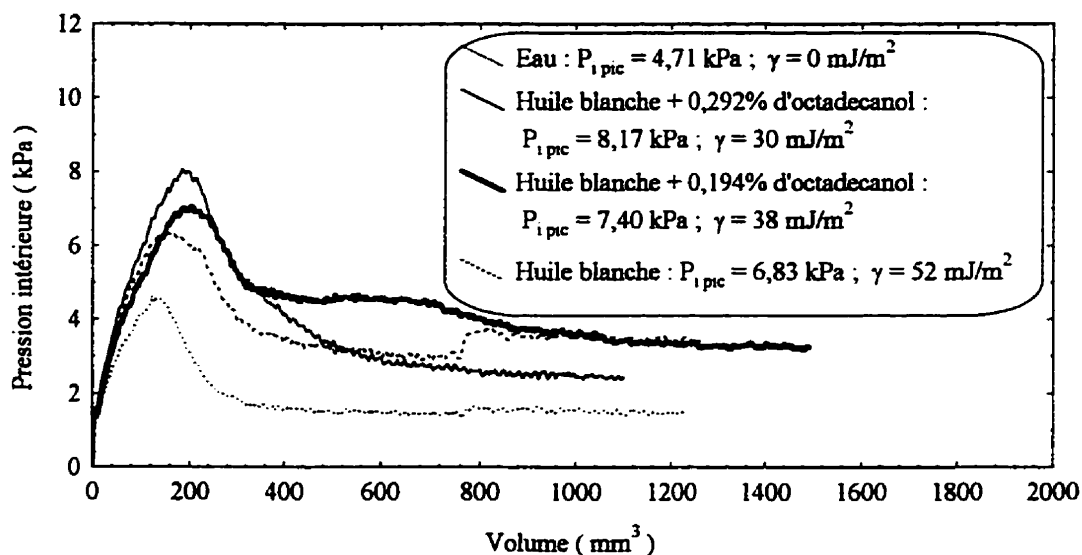


Figure 6.4 : Courbe moyenne de fracturation (PHCFT) avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

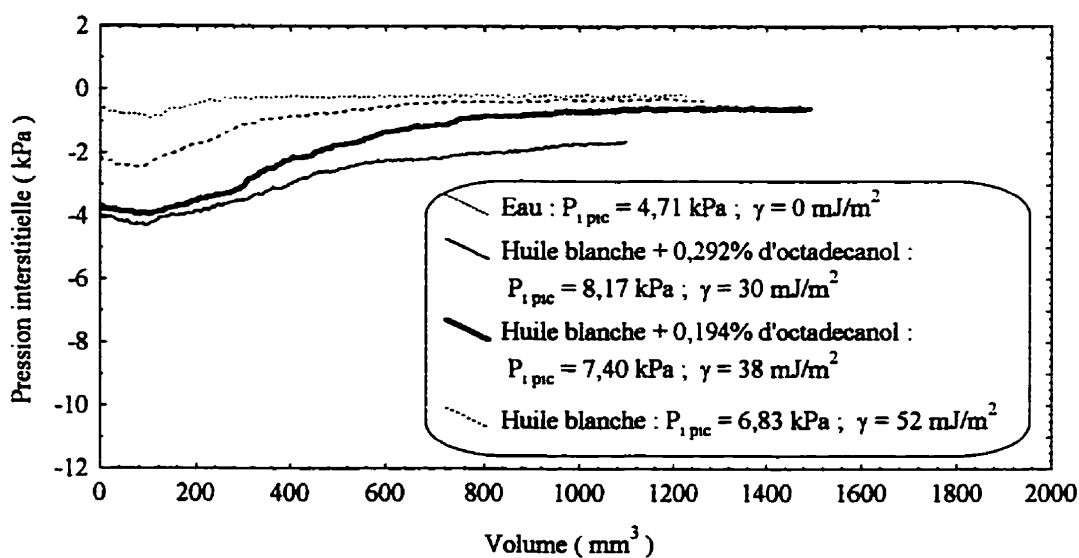


Figure 6.5 : Variation moyenne de la pression interstitielle pendant l'essai avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

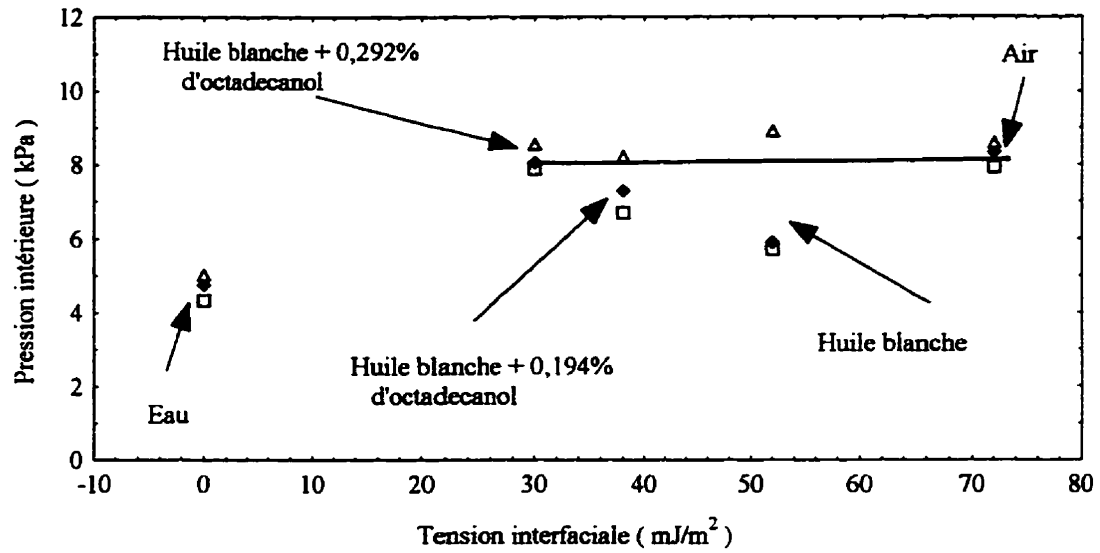


Figure 6.6 : Influence de la tension interfaciale sur la pression au pic avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

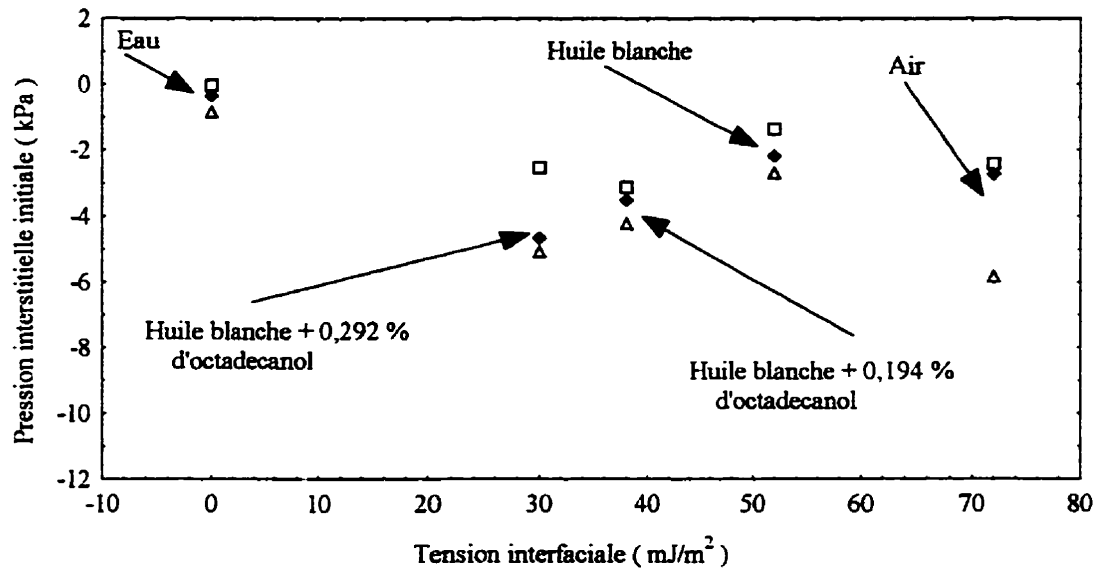


Figure 6.7: Influence de la tension interfaciale sur la pression interstitielle avec une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

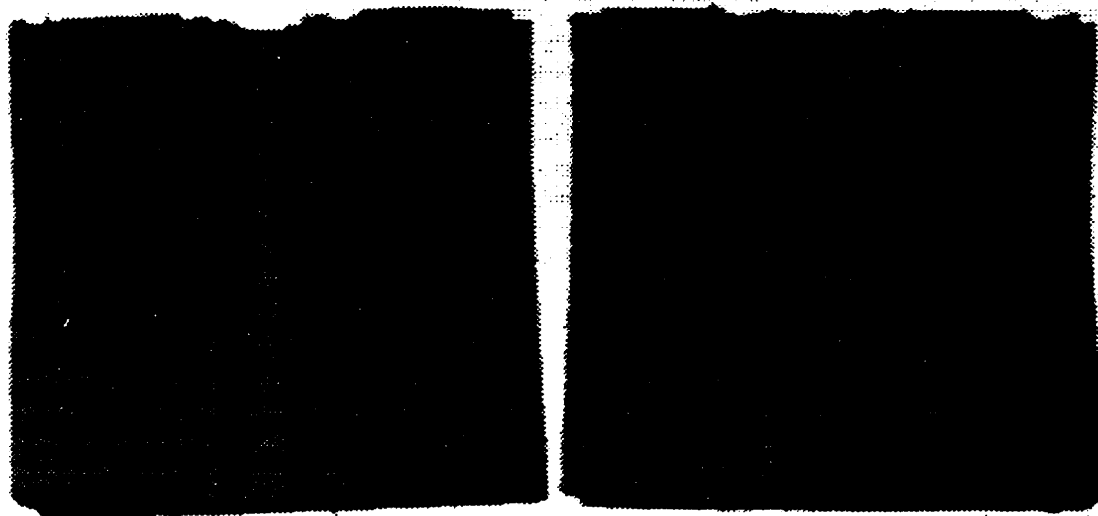


Figure 6.8 : Photo d'un échantillon d'argile naturelle après l'essai
de fracturation (PHCFT) pour $2a_0 = 25,5$ mm

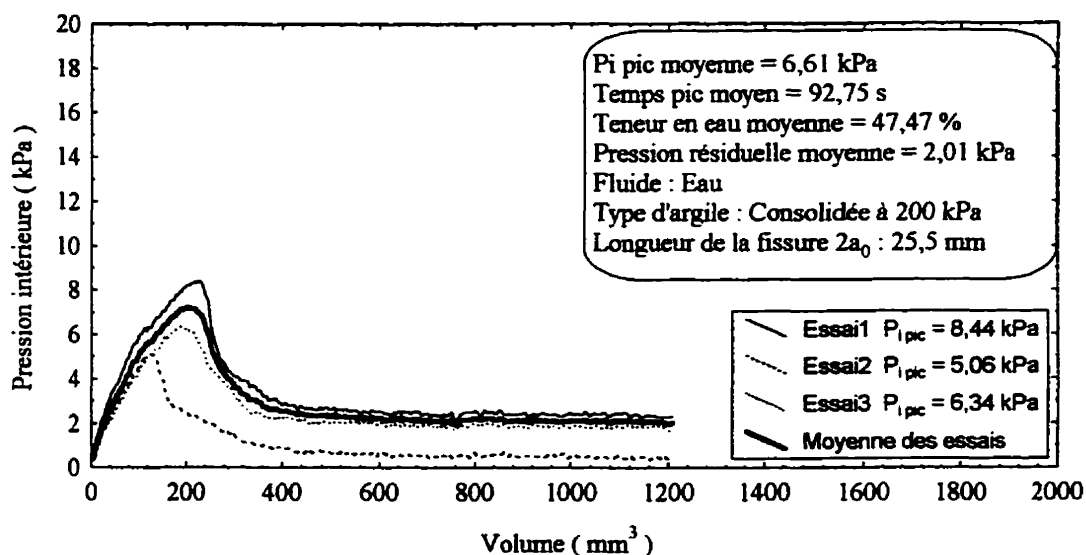


Figure 6.9 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une l'argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

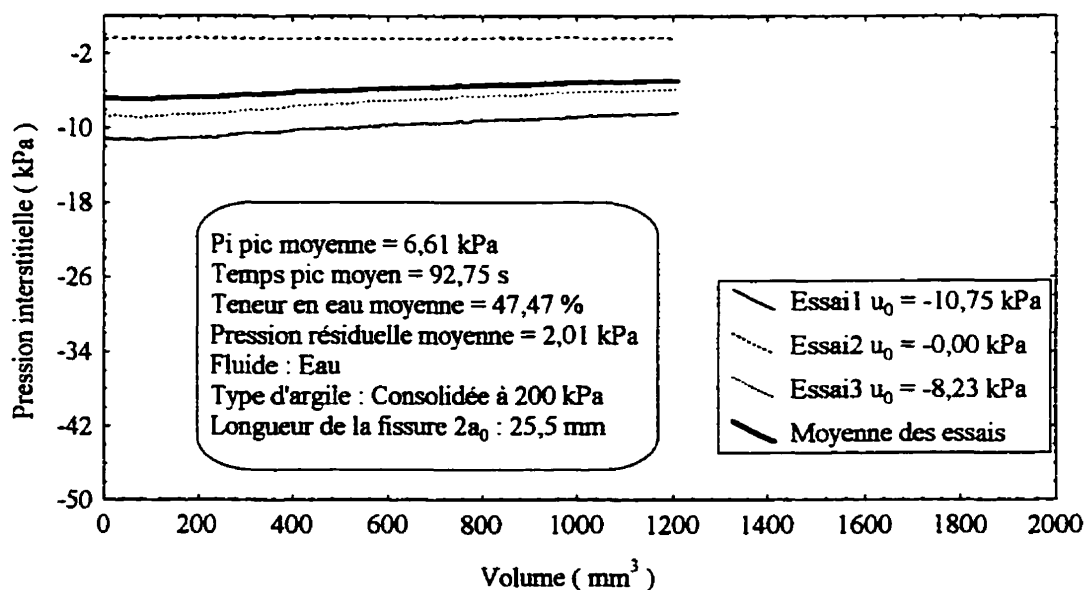


Figure 6.10 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté, lorsque les fluides sont les trois huiles, sont présentées sur les figures A.9, A.11 et A.13 en annexe A. Elles ont les mêmes allures que celles de l'eau (figure 6.9). La deuxième étape qui est une propagation de la fissure est constituée, dans le cas des essais avec les huiles (huile blanche, huile blanche +0,194% d'octadecanol, huile blanche +0,292% d'octadecanol), d'une partie où la propagation de la fissure est stable et une autre où elle est instable. Les pressions intérieures au pic sont plus élevées que celles des essais avec l'eau. La différence des essais entre l'eau et les huiles est plus importante que pour celle des essais avec l'argile naturelle. Les pressions interstitielles diminuent légèrement en fonction du volume intérieur (figure A.10, A.12 et A.14 en annexe A) jusqu'au pic, puis augmentent légèrement jusqu'à ce que la fissure atteigne l'endroit de mesure de celles-ci. Elles croissent après brutalement jusqu'à la rupture finale avant de se stabiliser.

La pression intérieure en fonction du volume injecté dans le cas des essais où l'air est utilisé comme fluide a un comportement différent des précédents à cause de sa compressibilité (figure A.15 annexe A). Elle reste toutefois semblable à celles obtenues sur l'argile naturelle. Les trois courbes sont similaires, la rupture est brutale et la propagation de la fissure instable. La pression au pic est semblable à celles obtenues avec les autres fluides (sauf avec l'eau). Sur la figure A.16 en annexe A, nous avons représenté la pression interstitielle en fonction de la variation du volume intérieur et contrairement aux autres courbes de fracturation (PHCFT), semble être constant

jusqu'au pic avec une augmentation brutale à l'image de la rupture de l'échantillon. Après la rupture, cette pression diminue légèrement jusqu'à la fin.

Sur la figure 6.11, nous comparons les courbes moyennes de l'ensemble des essais de cette série d'essai (sauf l'air) et nous avons représenté (figure 6.12) la pression interstitielle moyenne en fonction du volume injecté pour des essais.

Le tableau 6.2 résume les principaux résultats de tous les essais pour l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa et les caractéristiques géométriques de chaque échantillon. L'influence de la tension interfaciale sur la pression intérieure au pic est représentée à la figure 6.13. Mis à part les résultats avec l'eau, les autres sont très peu affectés par les différences de tension interfaciale lorsque celle-ci n'est pas nulle. Mais l'influence de la tension interfaciale sur la pression interstitielle initiale (après l'application de la pression de confinement) présentée à la figure 6.14 est significative. Une relation linéaire passant par l'origine d'équation $u_0 = -0,7036\gamma$ lie la pression interstitielle initiale et la tension interfaciale. Cette relation est logique avec l'équation 3.1 qui est aussi une relation linéaire passant par l'origine de pente $-2/r$. La relation linéaire indique que le rayon de courbure r_y à l'interface eau-fluide demeure inchangé pendant l'application de la pression de confinement. La figure 6.15 montre un échantillon d'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa après l'essai de fracturation. Les résultats montrent que la propagation de la fissure se fait dans le même plan que celui de la fissure initiale.

Tableau 6.2 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur une argile

consolidée préalablement à 200 kPa avec $2a_0 = 25,5$ mm

Type de fluide	D mm	H mm	w %	$P_{i\text{ pic}}$ kPa	$-u_0$ kPa	T_{pic} s	$P_{i\text{ res.}}$ KPa	T_f s	P_f kPa	T_u s	P_u s
Eau	100,2	102,5	46,52	8,44	10,80	114,0	2,30	207,0	2,81	—	—
	100,0	103,0	47,73	5,06	0,00	65,0	1,50	191,0	2,08	—	—
	100,0	102,0	47,81	6,34	8,23	94,0	2,75	174,0	1,02	—	—
Moyenne	100,1	102,5	47,40	6,61	6,33	91,0	2,20	190,7	1,97	—	—
Huile blanche + 0,292 % d'octadecanol	100,0	101,5	45,34	15,47	21,64	92,0	3,90	305,0	7,91	—	—
	99,7	102,4	52,99	16,53	39,94	85,0	4,70	—	—	209,0	8,47
	99,0	103,0	46,27	16,34	23,00	94,0	5,40	320,0	6,47	240,0	9,13
Moyenne	99,6	102,3	48,20	16,11	28,20	90,3	4,70	312,5	7,19	224,5	8,80
Huile blanche + 0,194 % d'octadecanol	100,0	101,0	48,79	18,13	39,22	81,0	4,30	242,0	10,06	—	—
	100,0	101,5	45,66	16,38	26,31	87,0	3,70	—	—	165,0	12,75
	100,0	103,6	50,89	16,59	27,39	83,0	4,40	252,0	9,03	249,0	9,47
Moyenne	100,0	102,0	48,40	17,03	31,00	83,7	4,10	247,0	9,55	207,0	11,11
Huile blanche	100,0	102,0	50,07	17,25	36,69	88,0	4,00	—	—	187,0	12,28
	100,4	101,5	48,58	16,41	40,55	88,0	4,50	219,0	9,50	207,0	10,78
	100,0	101,8	48,47	15,34	—	92,0	3,50	239,0	9,09	—	—
Moyenne	100,1	101,8	49,00	16,33	38,62	89,3	4,00	229,0	9,30	197,0	11,53
Air	100,0	102,6	49,19	16,19	41,56	375,0	2,00	400,0	2,28	—	—
	100,0	102,5	47,25	17,78	47,16	446,0	0,00	453,0	0,95	—	—
	100,0	101,6	49,03	17,50	43,27	430,0	1,00	453,0	1,23	—	—
Moyenne	100,0	102,2	48,50	17,16	44,00	417,0	1,00	435,3	1,49	—	—

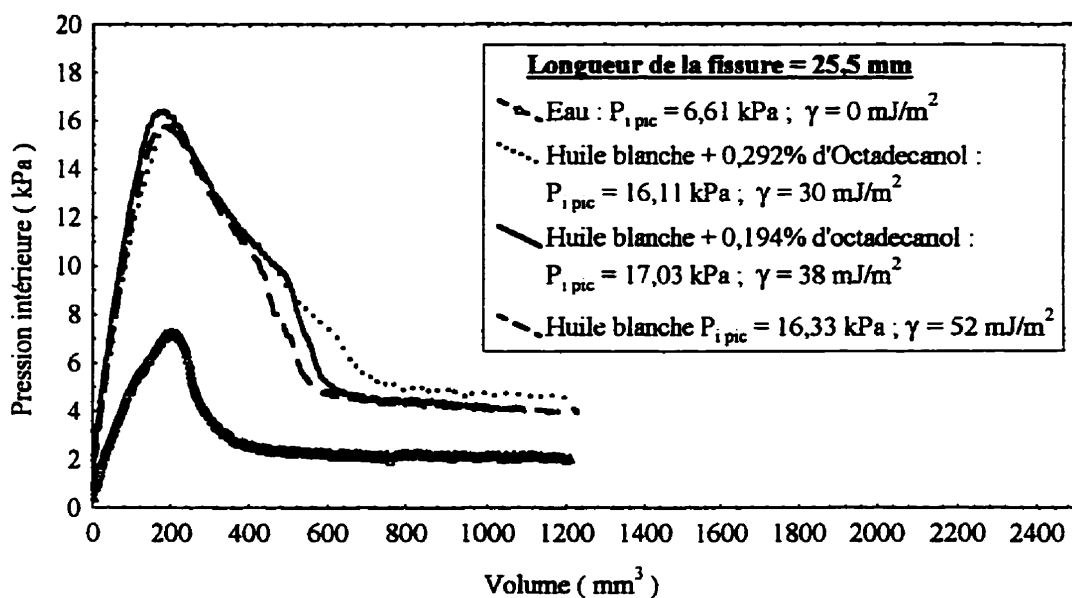


Figure 6.11 : Courbe moyenne de fracturation (PHCFT) avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

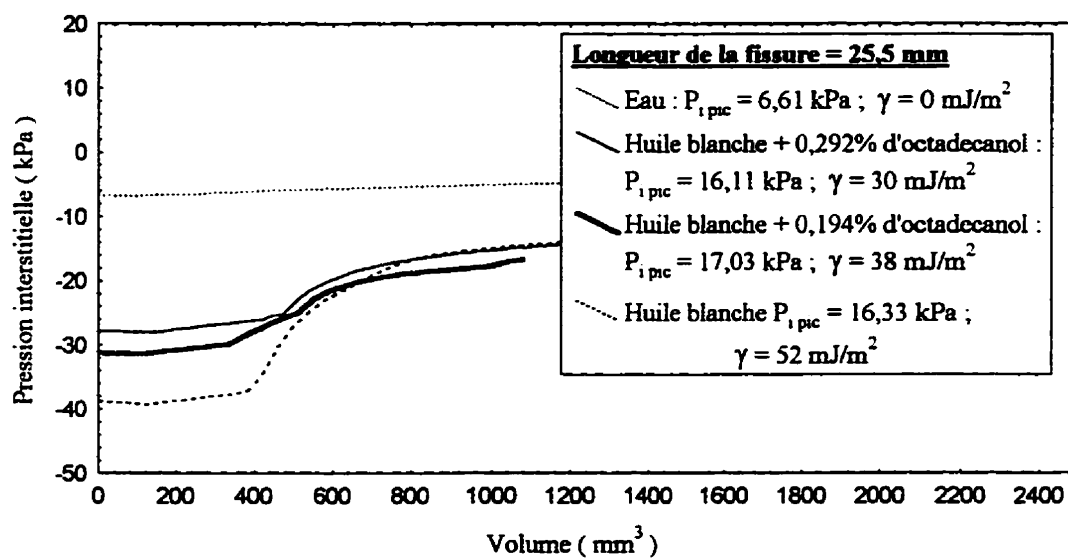


Figure 6.12 : Variation moyenne de la pression interstitielle pendant l'essai avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

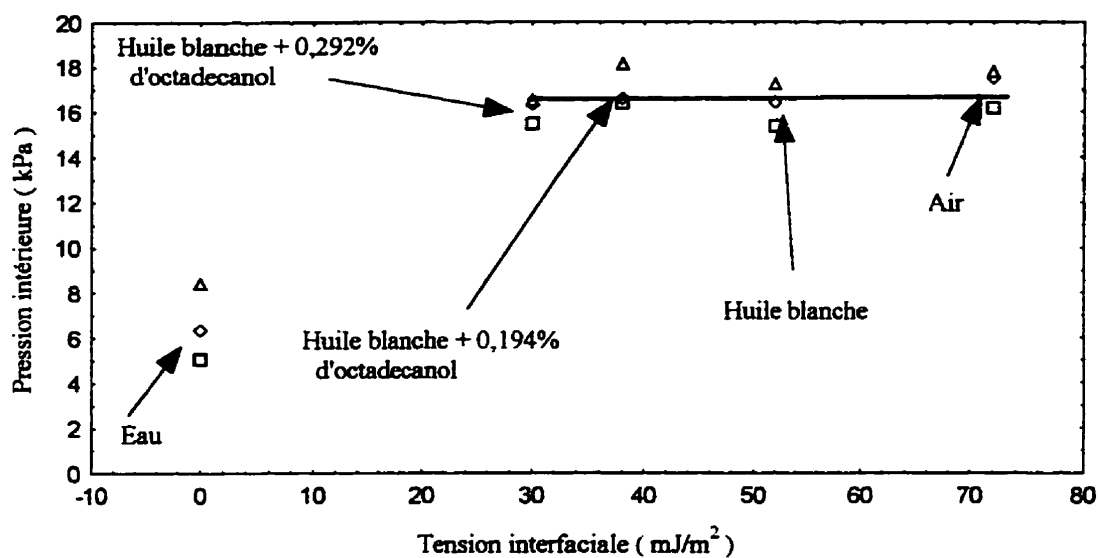


Figure 6.13 : Influence de la tension interfaciale sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

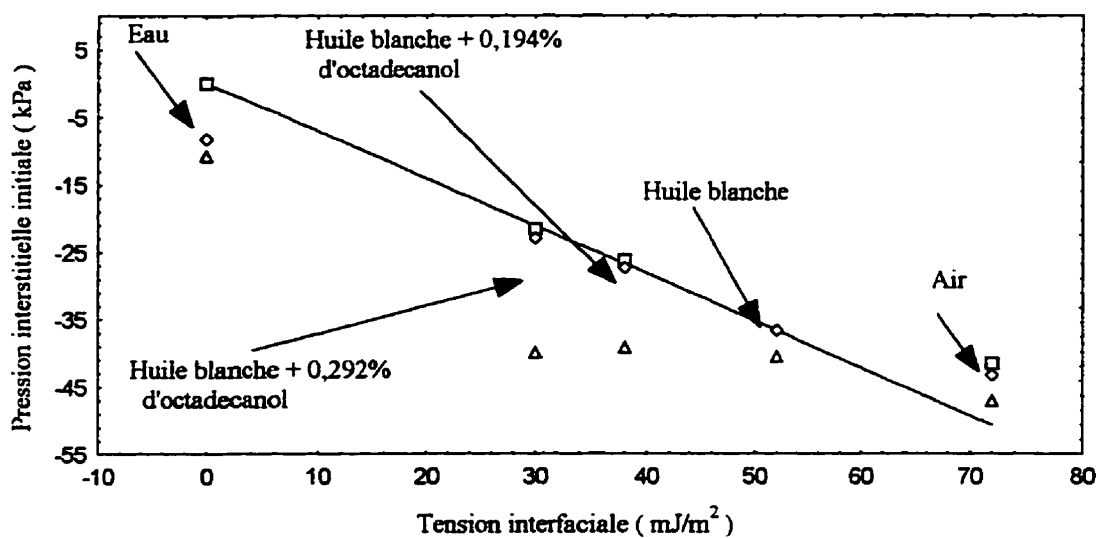


Figure 6.14 : Influence de la tension interfaciale sur la pression interstitielle avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

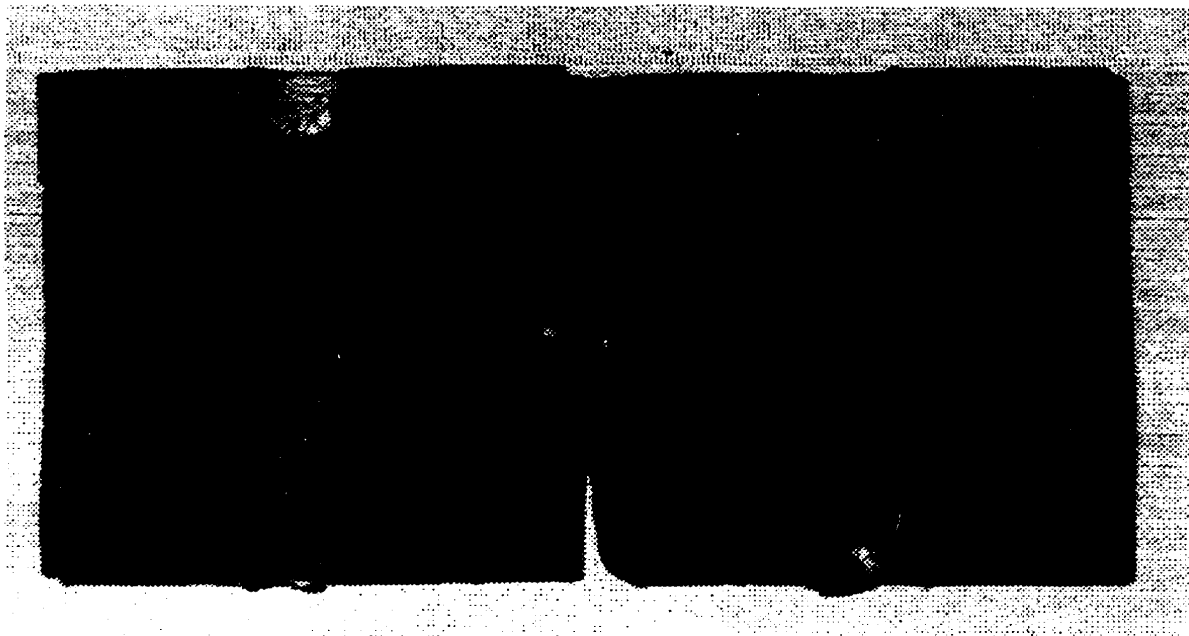


Figure 6.15 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa
après l'essai de fracturation (PHCFT) pour $2a_0 = 25,5$ mm

6.4 Essai de fracturation (PHCFT) sur une argile consolidée à 200 kPa avec une longueur de fissure $2a_0$ de 14,0 mm

Pour cette troisième série d'essai, nous avons fait des essais de fracturation (PHCFT) sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à une pression de 200 kPa et une longueur de 14,0 mm. Du fait que les essais précédents se répètent très bien, nous avons choisi de faire un seul essai par fluide. De plus les essais ont été faits avec quatre fluides au lieu des cinq fluides comme précédemment parce que la différence de tension interfaciale entre l'huile blanche +0,194% d'octadecanol et l'huile blanche +0,292% d'octadecanol n'est pas très grande et nous avons gardé seulement cette dernière.

L'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté dans le cas des essais est représenté sur la figure 6.16. La rupture a lieu très rapidement soit entre une et deux minutes. La pression interstitielle varie très peu pendant l'essai en fonction du volume intérieure avant la rupture mais après la rupture on remarque une augmentation constante (figure 6.17). Les figures A.17 à A.22 en annexe A, représentent les évolutions de la pression intérieure et de la pression interstitielle en fonction du volume injecté pour la longueur de fissure de 14,0 mm et pour les deux huiles et l'air.

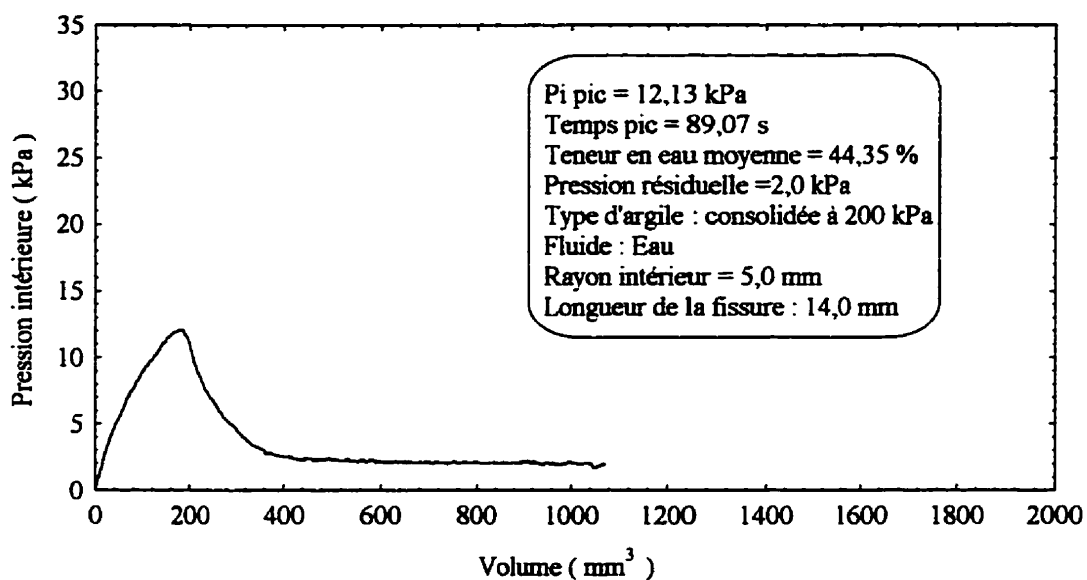


Figure 6.16 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

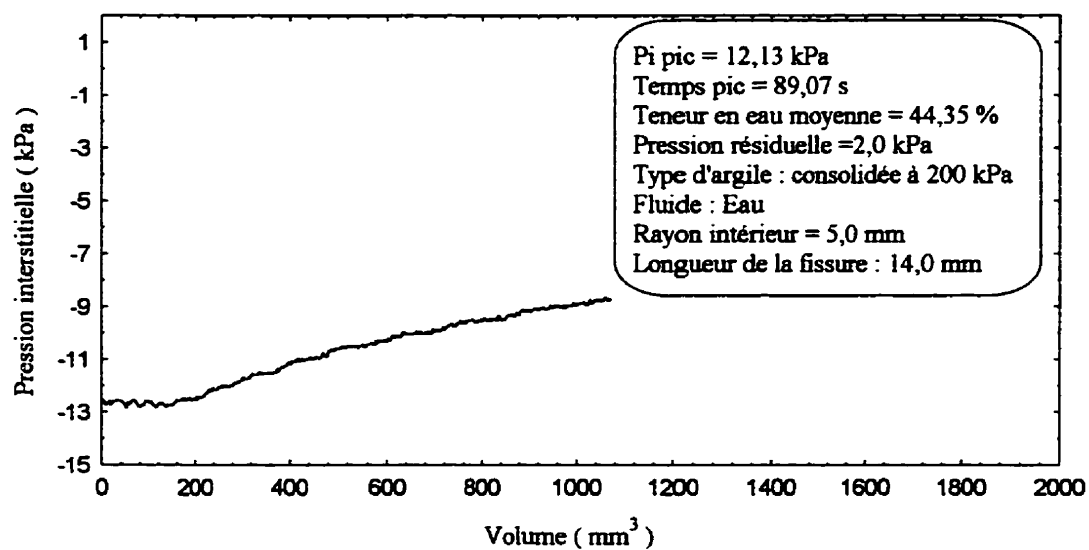


Figure 6.17 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

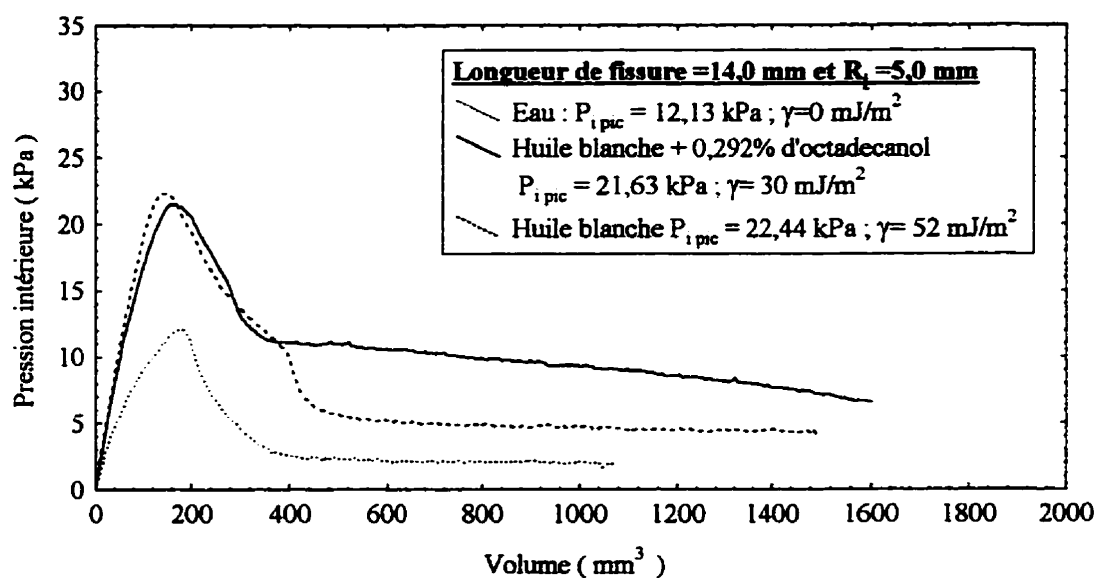


Figure 6.18 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec tous les fluides (sauf l'air) pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

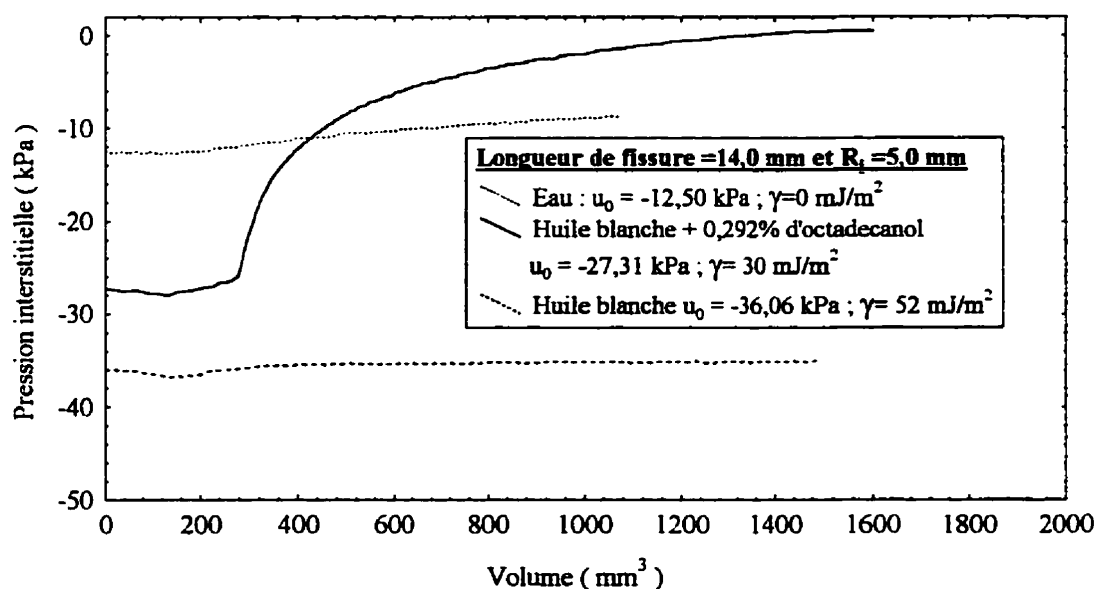


Figure 6.19 : Variation de la pression interstitielle pour tous les fluides (sauf l'air) pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

Les figures 6.18 et 6.19 représentent les courbes de l'ensemble des fluides (sauf l'air) pour cette troisième série d'essai.

Le tableau 6.3 résume les principaux résultats de tous les essais sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa et avec une longueur de fissure initiale $2a_0$ de 14,0 mm. Nous présentons sur la figure 6.20 l'influence de la tension interfaciale sur la pression intérieure maximale. Sauf avec l'eau, les résultats sont très peu affectés par la tension interfaciale. La figure 6.21 montre un échantillon d'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa après l'essai de fracturation et pour une fissure initiale de 14,0 mm. Les résultats montrent que la propagation de la fissure se fait dans le même plan que celui de la fissure initiale.

6.5 Essai de fracturation (PHCFT) sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée à 200 kPa et sans fissure initiale

Pour cette quatrième série d'essai, nous avons fait des essais de fracturation (PHCFT) sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à une pression de 200 kPa et sans fissure initiale avec uniquement le trou préliminaire. Encore une fois à cause du fait que les essais se répètent très bien et du volume de travail qui pourrait être engendré si nous faisons trois essais par fluide et par longueur de fissure, nous avons choisi de faire un seul essai par fluide. De plus les essais ont été faits avec quatre fluides au lieu des cinq fluides comme précédemment parce que la tension interfaciale entre l'huile blanche

Tableau 6.3 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur l'argile
consolidée préalablement à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

Type de fluide	D mm	H mm	w %	$P_{i\text{ pic}}$ kPa	$-u_0$ kPa	T_{pic} s	$P_{i\text{ res}}$ kPa	T_f s	P_f kPa	T_u s	P_u s
Eau	100,2	100,9	44,35	12,13	12,50	89,1	2,0	400,0	2,53	—	—
Huile blanche + 0,292 % d'octadecanol	100,0	102,0	47,90	21,63	27,31	83,8	6,6	640,4	8,28	140,2	15,03
Huile blanche	100,0	102,0	51,97	22,44	36,06	75,0	4,5	199,0	10,00	—	—
Air	100,0	101,5	50,35	25,66	43,25	574,6	1,0	580,4	1,44	—	—

Tableau 6.4 : Résultats des essais de fracturation (PHCFT) sur l'argile
consolidée préalablement à 200 kPa et sans fissure initiale

Type de fluide	D mm	H mm	w %	$P_{i\text{ pic}}$ kPa	$-u_0$ kPa	T_{pic} s	$P_{i\text{ res}}$ kPa	T_f s	P_f kPa	T_u s	P_u s
Eau	100,0	101,0	51,20	22,38	12,50	130,4	4,0	222,3	5,00	—	—
Huile blanche + 0,292 % d'octadecanol	100,0	102,0	46,51	30,34	43,56	84,5	6,4	613,0	10,06	134,4	20,22
Huile blanche	100,0	101,0	47,11	31,84	35,44	101,6	7,5	229,1	9,91	167,0	21,88
Air	100,0	102,0	53,21	32,47	62,50	777,2	1,5	785,0	4,84	—	—

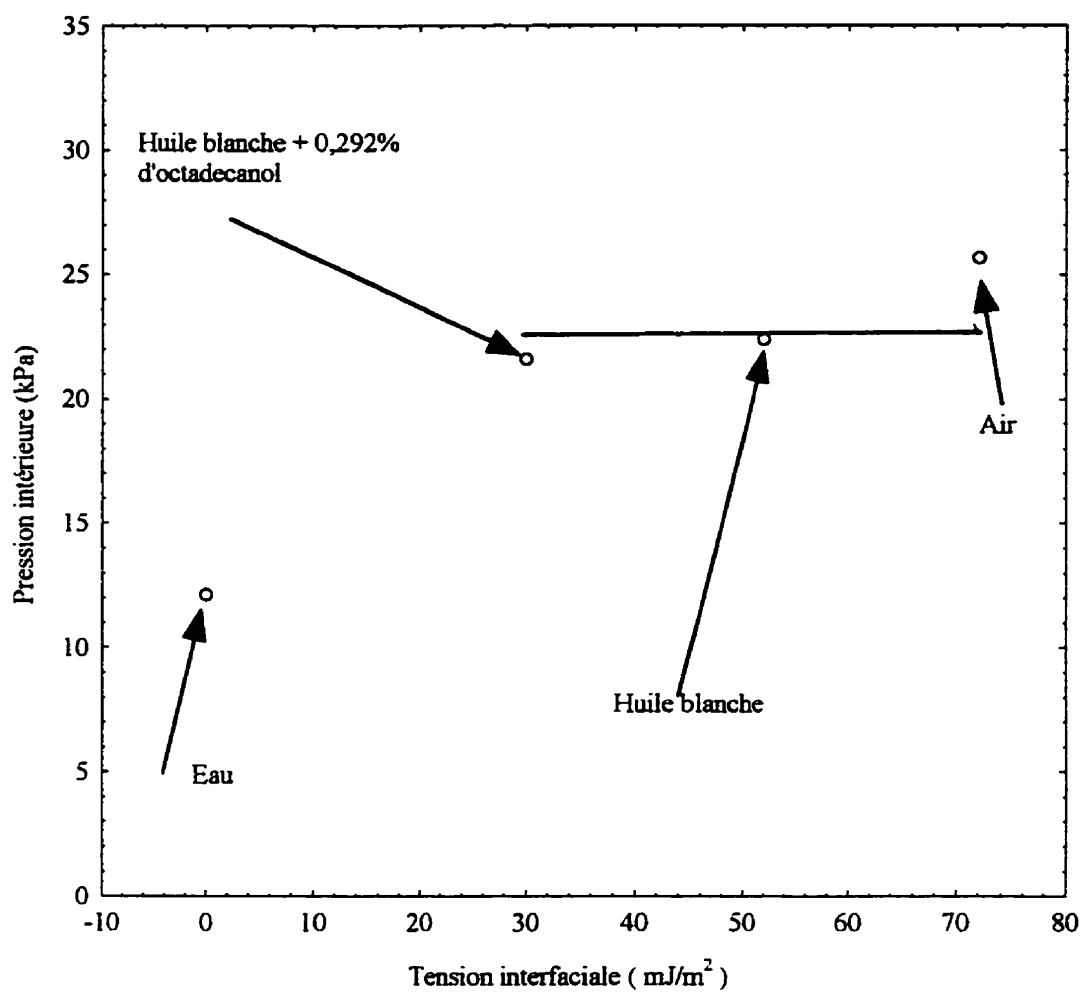


Figure 6.20 : Influence de la tension interfaciale sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

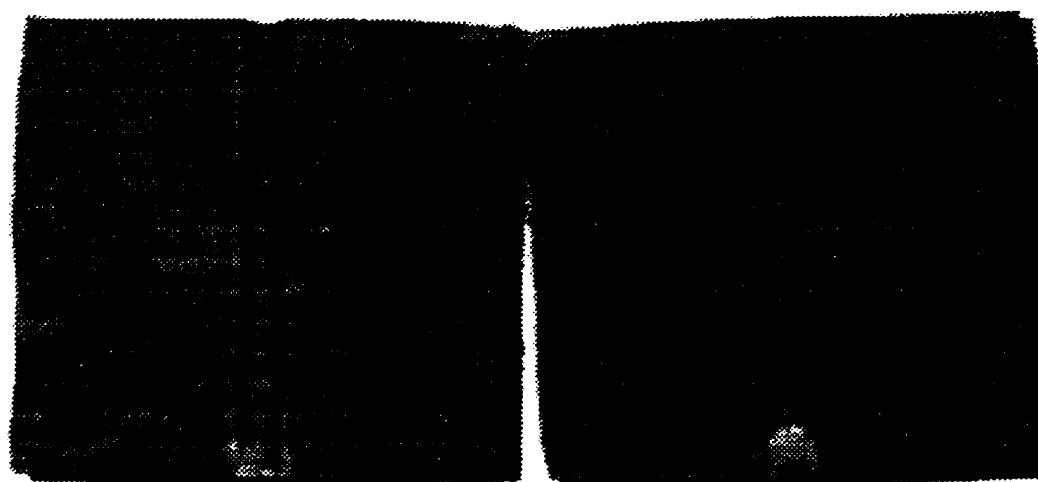


Figure 6.21 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa
après l'essai de fracturation (PHCFT) pour $2a_0 = 14,0$ mm

+0,194% d'octadecanol et l'huile blanche +0,292% d'octadecanol n'est pas très grande et nous avons gardé seulement cette dernière.

L'évolution de la pression à l'intérieur de l'échantillon cylindrique creux en fonction du volume injecté dans le cas des essais est représentée sur la figure 6.22. La rupture a lieu très rapidement soit entre une et deux minutes. La pression interstitielle diminue légèrement avant la rupture mais après la rupture on remarque une faible augmentation pour se stabiliser peu après (figure 6.23). Les figures A.23 à A.28 en annexe A, représentent les évolutions de la pression intérieure et de la pression interstitielle en fonction du volume injecté et pour les deux huiles et l'air.

La deuxième étape dans l'évolution de la courbe de fracturation (PHCFT) avec les échantillons d'argile consolidée préalablement à 200 kPa sans fissure initiale présente une propagation instable de la fissure. Celle-ci est beaucoup plus brutale dans le cas des essais avec l'eau et l'air. Pour l'ensemble des essais avec l'air, la propagation de fissure se fait de façon instable.

Le tableau 6.4 récapitule les résultats de tous les essais pour l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa pour le cas et sans fissure. Ce tableau contient aussi les caractéristiques géométriques de chaque échantillon. Les figures 6.24 et 6.25 représentent l'ensemble des courbes pour cette quatrième série. Et finalement nous présentons sur la figure 6.26 l'influence de la tension interfaciale sur la pression au pic.

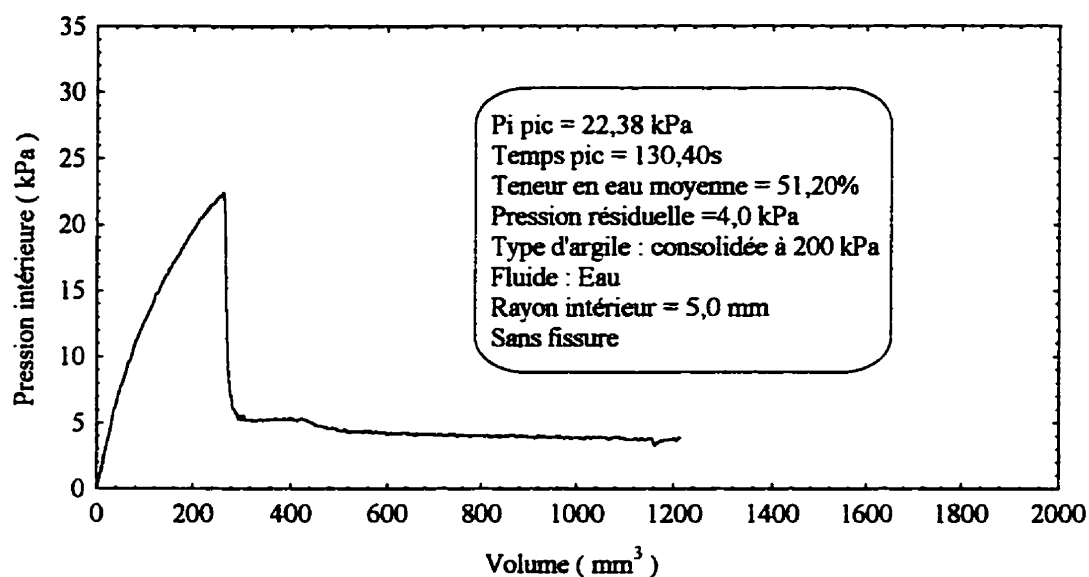


Figure 6.22 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

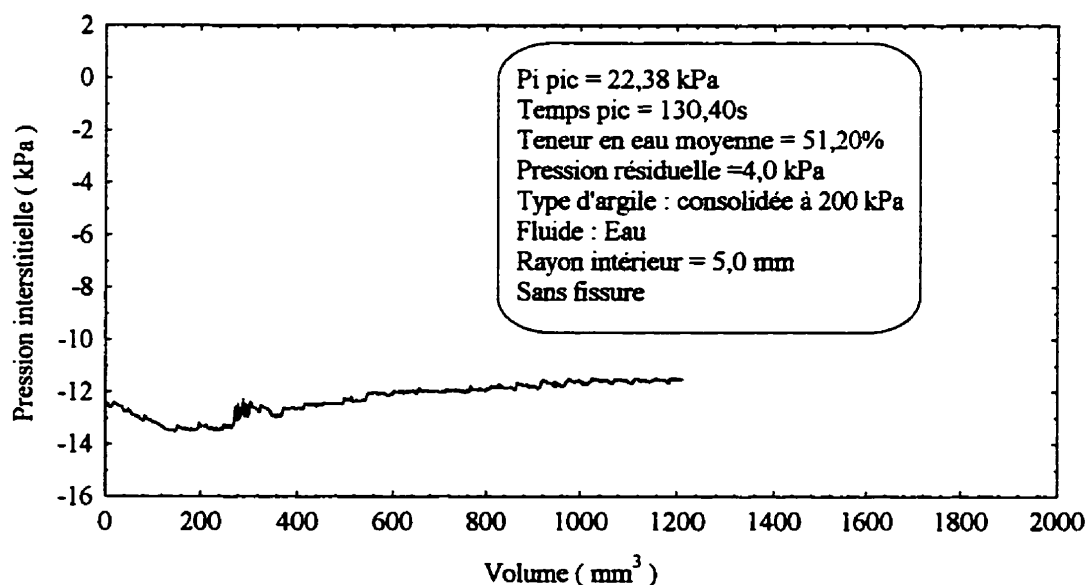


Figure 6.23 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'eau, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

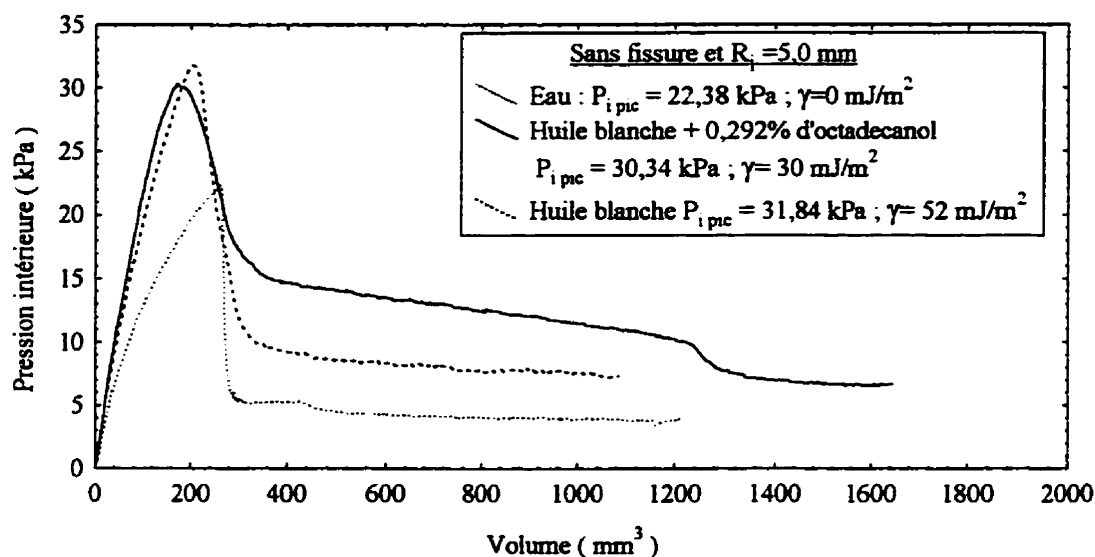


Figure 6.24 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec tous les fluides, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

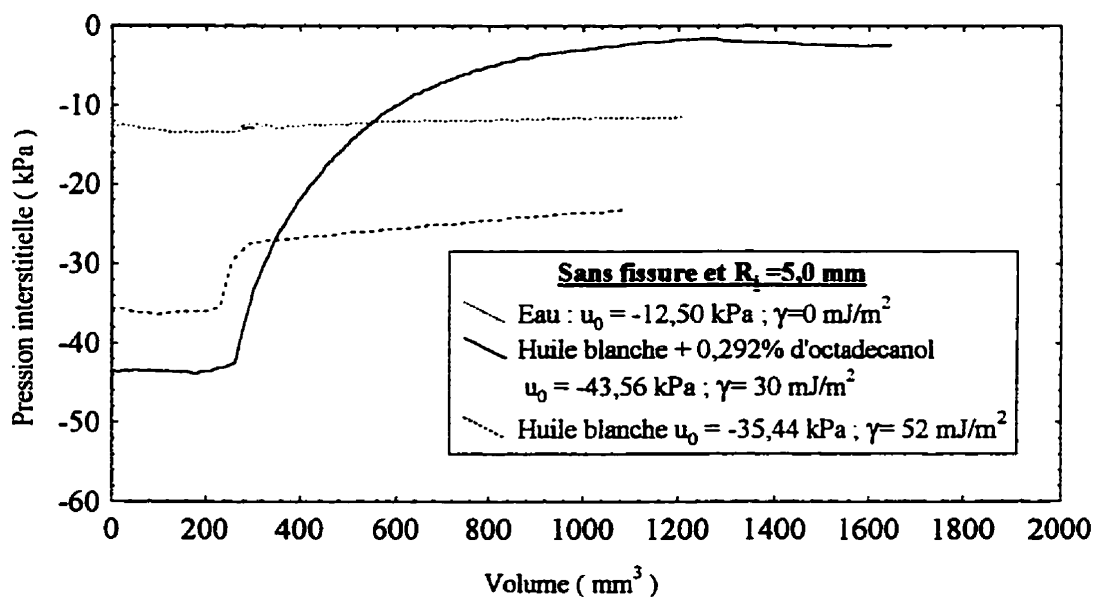


Figure 6.25 : Variation de la pression interstitielle pour tous les fluides, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

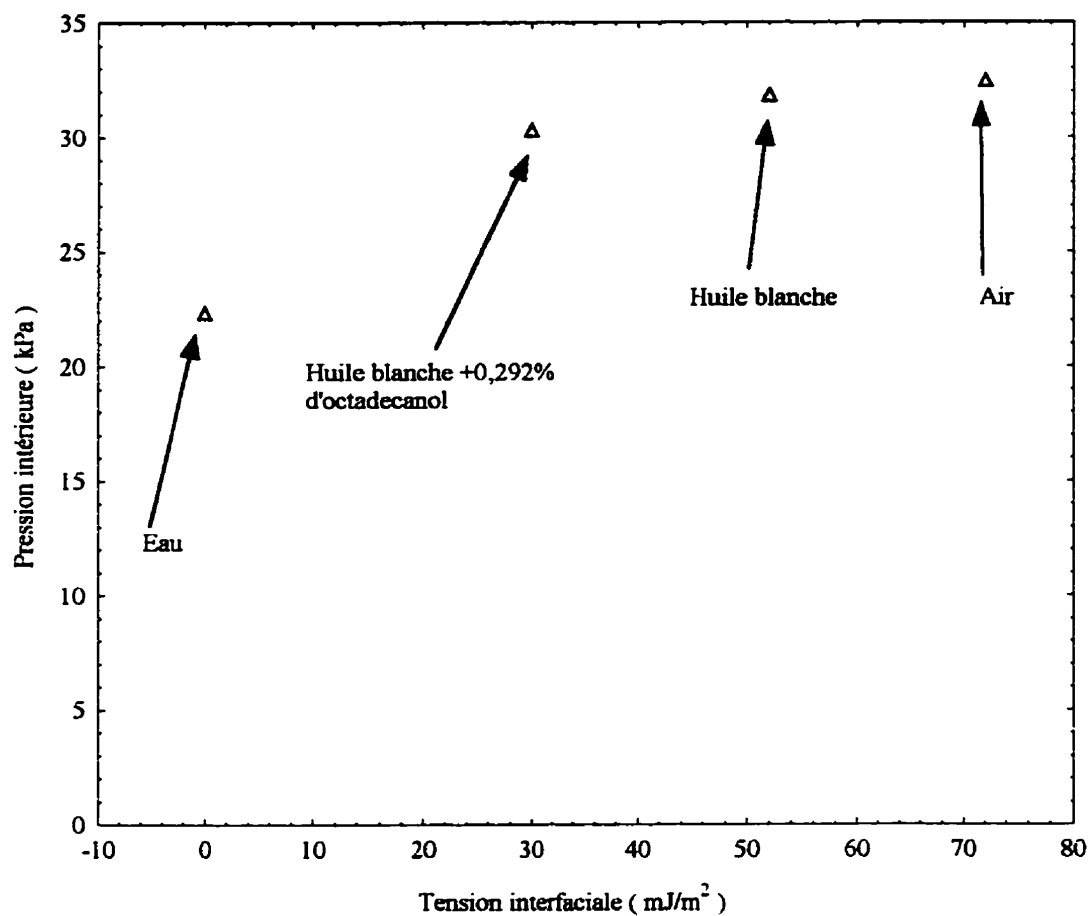


Figure 6.26 : Influence de la tension interfaciale sur la pression au pic avec une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

6.6 Résultats des essais de cisaillement

Les essais de cisaillement non drainé et confinés à 252 kPa sont effectués sur des échantillons d'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa baignant dans un fluide (F). De plus quelques essais de cisaillement ont été faits en utilisant une membrane. Les fluides utilisés sont au nombre de quatre (Eau, Huile blanche + 0,292% d'otadecanol, Huile blanche, Air) avec les tensions interfaciales données au tableau 3.2. Tous les essais ont été répétés deux fois.

Sur les figures 6.27, à 6.29, nous avons présenté les résultats de l'essai de cisaillement avec comme fluide l'eau. Nous avons tracé sur la figure 6.27 la résistance au cisaillement mobilisée $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ en fonction de la déformation axiale (ϵ_a) et sur la figure 6.28 la pression interstitielle moins la pression de confinement ($u - \sigma_3$) en fonction aussi de la déformation axiale (ϵ_a). Sur la figure 6.29, nous avons tracé les cheminements de contraintes effectives p' , q $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ et $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. On observe un mode de cisaillement selon un plan incliné (figure 6.30).

Sur les figures 6.32 à 6.35, nous avons présenté les résultats de l'essai de cisaillement avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol comme fluide. Nous avons tracé sur la figure 6.32 la résistance au cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ en fonction de la déformation axiale

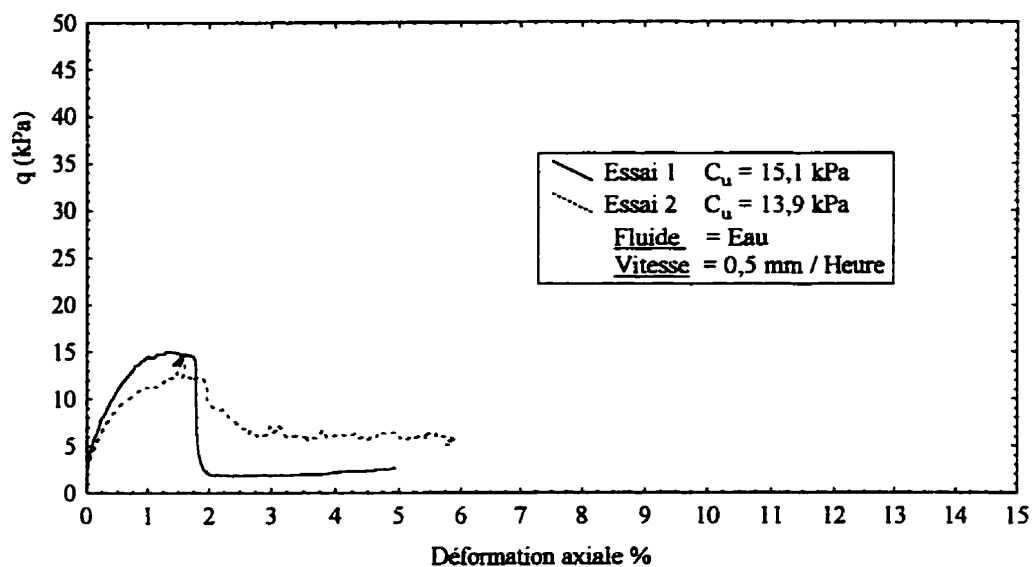


Figure 6.27 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'eau

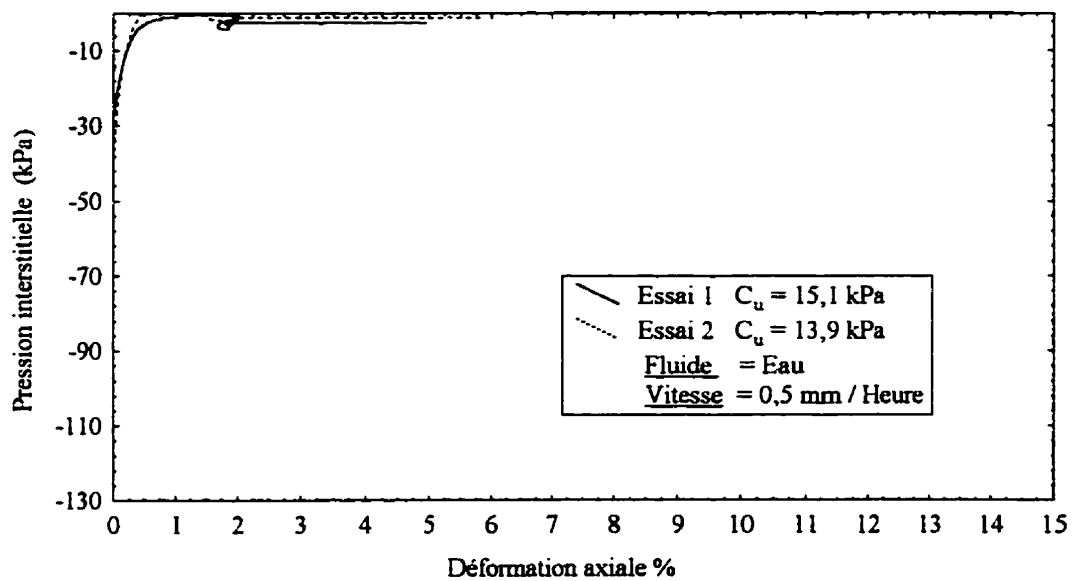


Figure 6.28 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'eau

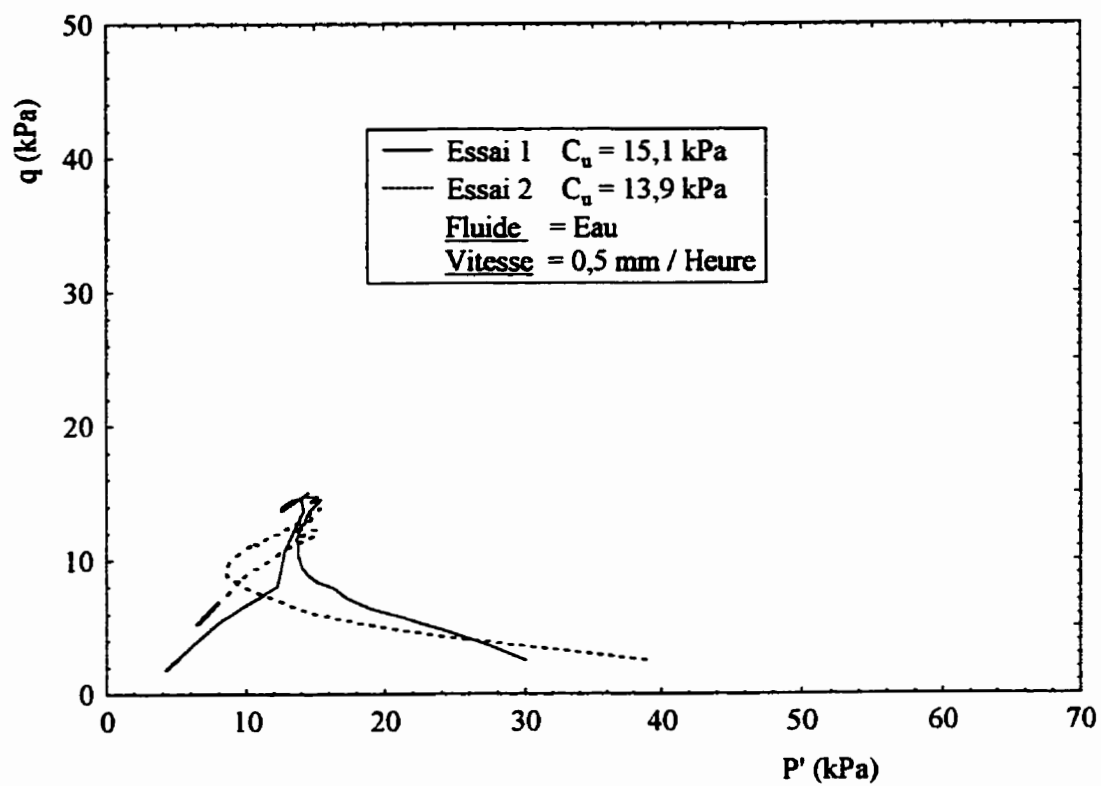


Figure 6.29 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'eau

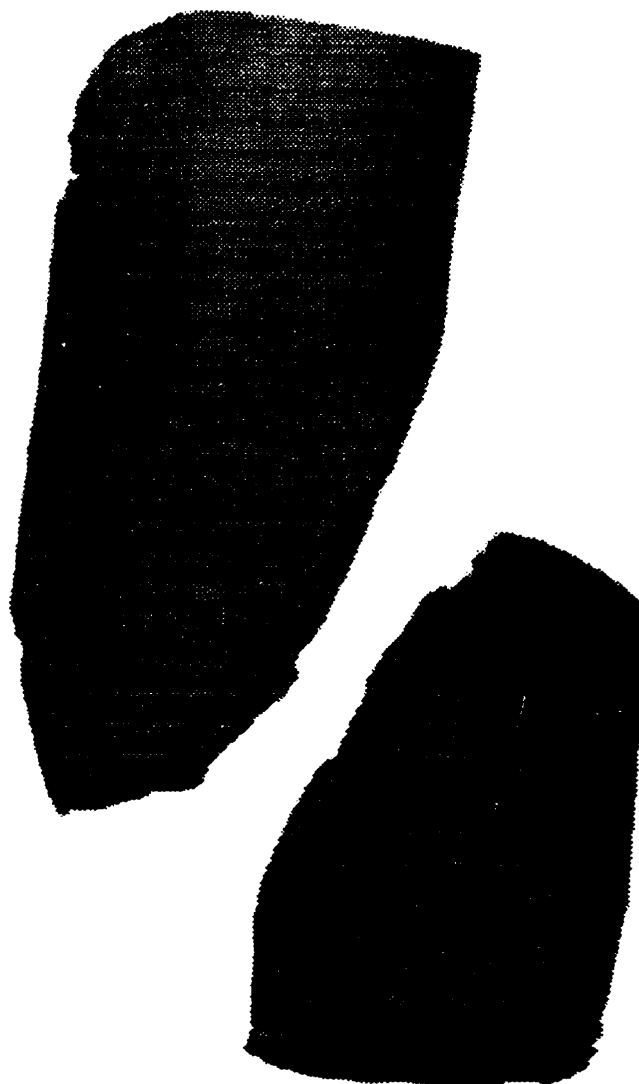


Figure 6.30 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa
après un essai de cisaillement avec l'eau.

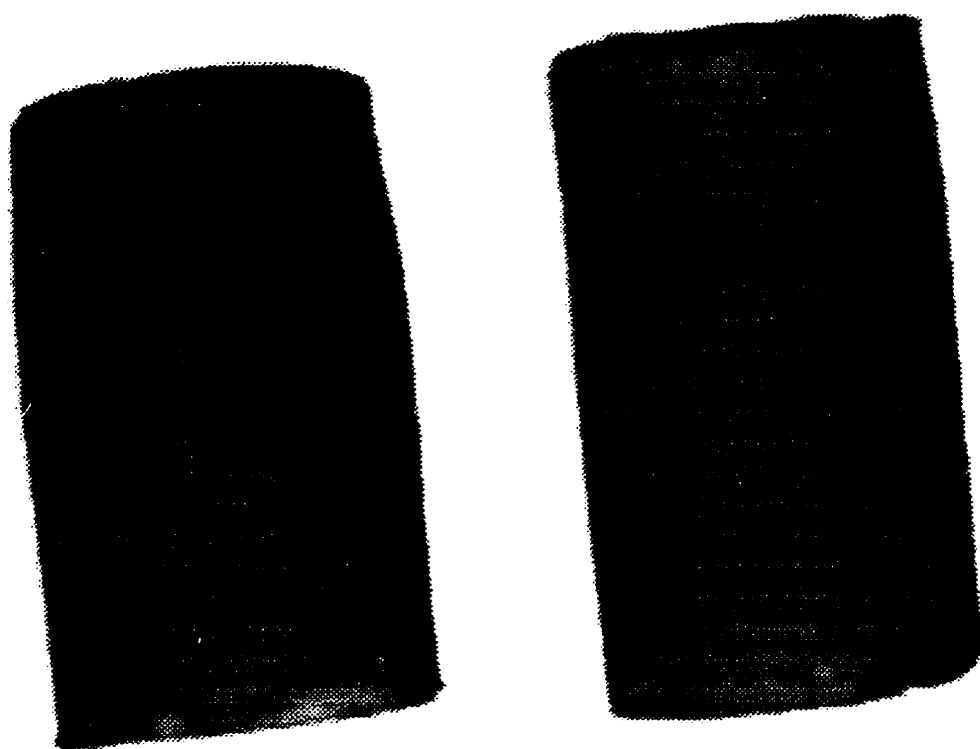


Figure 6.31 : Photo d'un échantillon d'argile consolidée préalablement à 200 kPa
après un essai de cisaillement avec l'huile ou l'air.

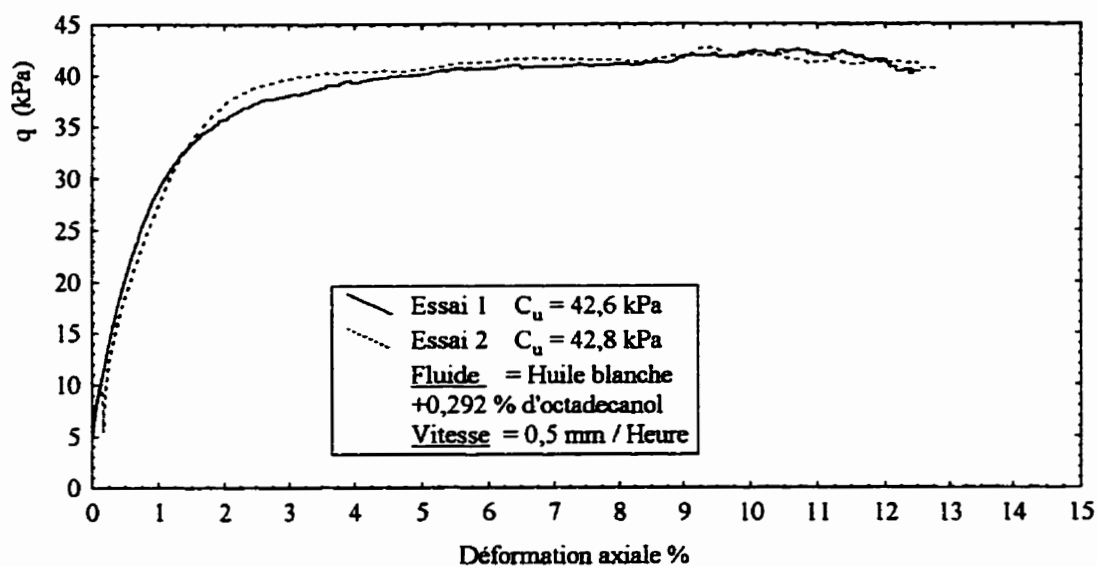


Figure 6.32 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche + 0,292 % d'octadecanol

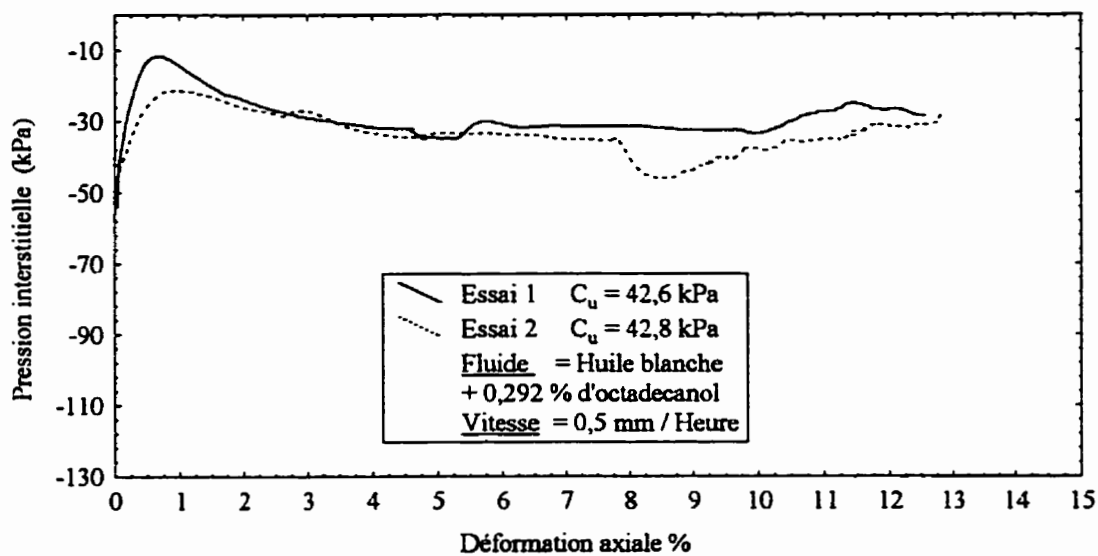


Figure 6.33 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche + 0,292 % d'octadecanol

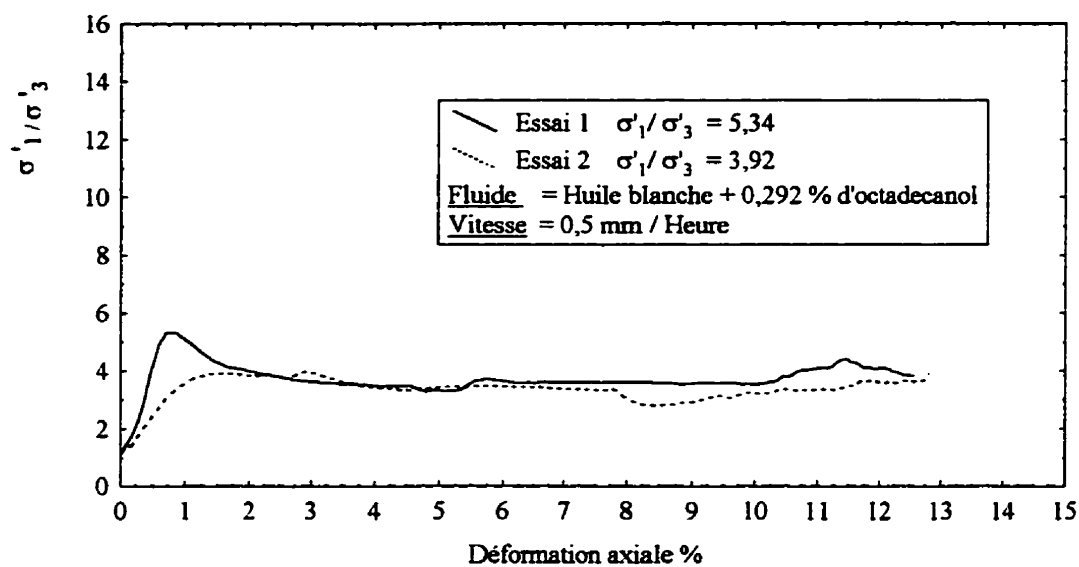


Figure 6.34 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche + 0,292 % d'octadecanol

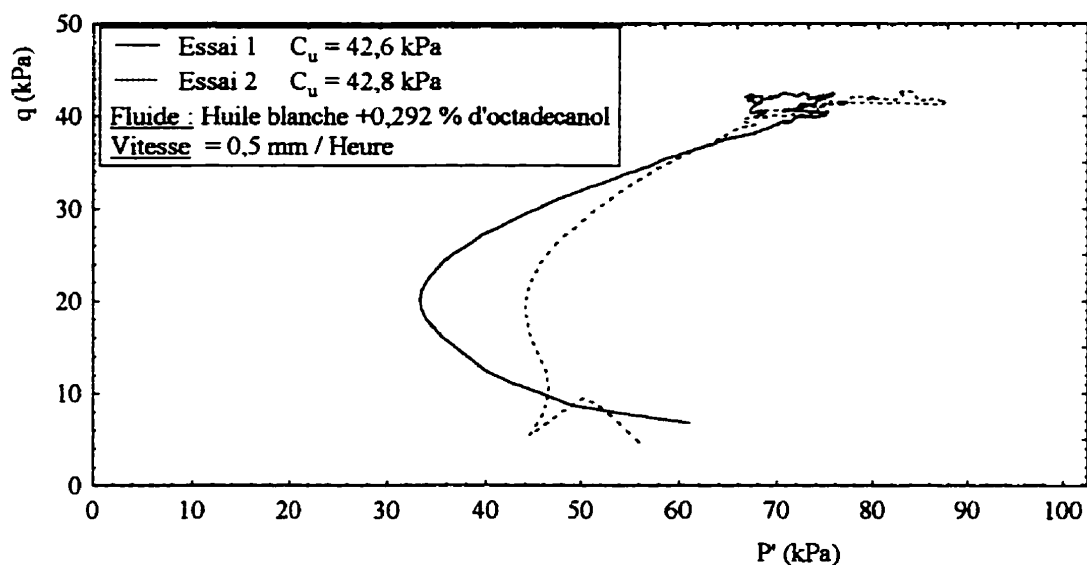


Figure 6.35 : Cheminement de contraintes effectives pour l'échantillon baignant dans l'huile blanche + 0,292 % d'octadecanol

(ϵ_a) et sur la figure 6.33 la pression interstitielle moins la pression de confinement ($u - \sigma_3$) en fonction aussi de la déformation axiale (ϵ_a). La rupture a lieu par ballonnement de l'échantillon (figure 6.31). Sur la figure 6.34, nous avons tracé le rapport $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$ en fonction de (ϵ_a). Nous constatons que le maximum de ce rapport est atteint bien avant la valeur maximale de la résistance au cisaillement de l'argile. Sur la figure 6.35, nous avons tracé le cheminement de contrainte en contrainte effective.

Sur les figures A.29 à A.32 en annexe A, nous avons présenté les résultats de l'essai de cisaillement avec l'huile blanche comme fluide. Les commentaires sur ces figures sont identiques à celles de l'huile blanche +0,292% d'octadecanol.

Sur les figures A.33 à A.36 en annexe A, nous avons présenté les résultats de l'essai de cisaillement avec l'air comme fluide. Les commentaires sur ces figures sont aussi identiques à celles de l'huile blanche +0,292% d'octadecanol.

Sur les figures 6.36 à 6.39, nous avons présenté les résultats de l'essai de cisaillement avec une membrane. On observe aucune différence de comportement avec des essais exécutés sans membrane sauf dans le cas où le fluide utilisé est l'eau.

A la fin de chaque essai, nous avons pris la teneur en eau de l'échantillon utilisé pour l'essai. Le tableau 6.5 nous présente un récapitulatif des différents résultats obtenus. Les résultats nous montrent qu'à la rupture il n'y a pas de différence significative

Tableau 6.5 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillements

Fluides	w % initiale	w % finale	$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)_{pic}$		$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_{pic}$		$(u - \sigma_3)_{pic}$		u finale	H mm	D mm
			q kPa	ϵ_{pic} %	$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$	ϵ_{pic} %	u kPa	ϵ_{pic} %			
Eau	52,6	65,4	15,1	1,33	—	—	1,38	1,45	-2,4	90,4	45,0
	49,2	58,6	13,9	1,55	—	—	1,27	0,66	-1,2	91,0	45,0
Moyenne	50,9	62,0	14,5	1,44	—	—	1,33	1,06	-1,8	90,7	45,0
Huile Blanche + 0,292 % d'octadecanol	48,7	52,3	42,6	10,72	5,3	0,76	-11,5	0,65	-31,0	91,7	45,0
	48,2	50,9	42,8	9,33	3,9	1,52	-21,2	0,95	-33,0	91,4	44,4
Moyenne	48,4	51,6	42,7	10,03	4,6	1,14	-16,3	0,80	-32,0	91,6	44,7
Huile Blanche	50,1	56,2	36,6	6,94	6,7	1,34	-9,0	1,26	-30,0	92,4	45,0
	47,7	50,0	39,1	7,59	—	—	—	—	—	91,1	44,9
Moyenne	48,9	53,1	37,9	7,27	6,7	1,34	-9,0	1,26	-30,0	91,8	45,0
Air	48,9	51,3	43,6	6,50	—	—	—	—	—	92,8	44,6
	51,0	52,9	40,5	9,47	4,6	1,02	-14,0	0,81	-32,0	91,1	45,6
Moyenne	50,0	52,1	42,0	7,99	4,6	1,02	-14,0	0,81	-32,0	92,0	45,1
Membrane	51,0	51,3	41,8	6,63	4,6	1,34	-14,9	0,77	-26,0	91,3	45,4
	49,4	50,7	44,0	8,83	4,0	1,35	-19,7	0,50	-30,0	91,6	45,6
Moyenne	50,2	51,0	42,9	7,73	4,3	1,35	-17,3	0,64	-28,0	91,5	45,5

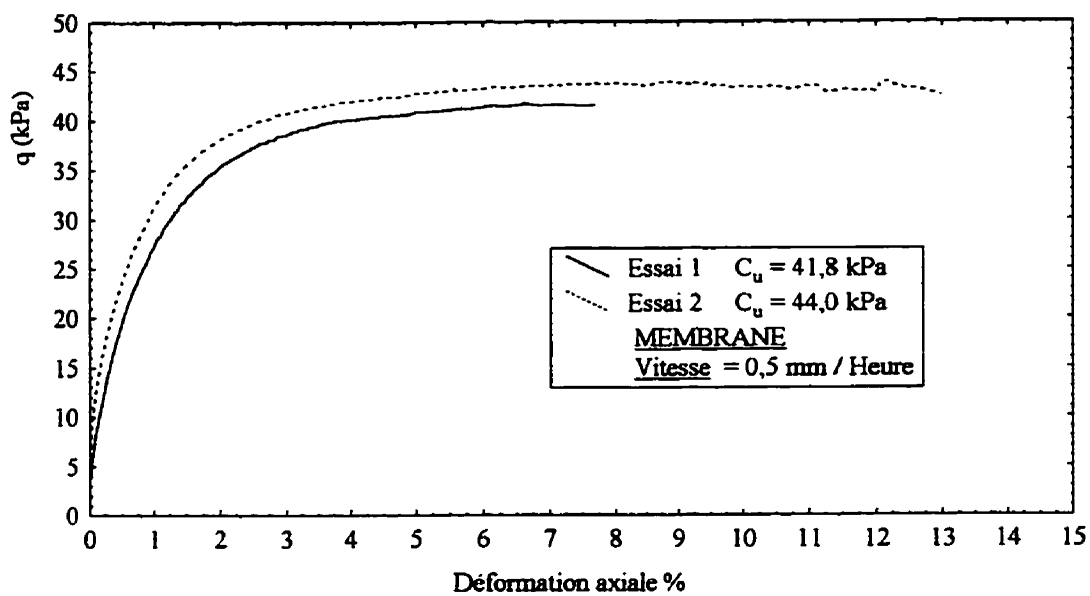


Figure 6.36 : Essai de cisaillement avec l'échantillon dans une membrane

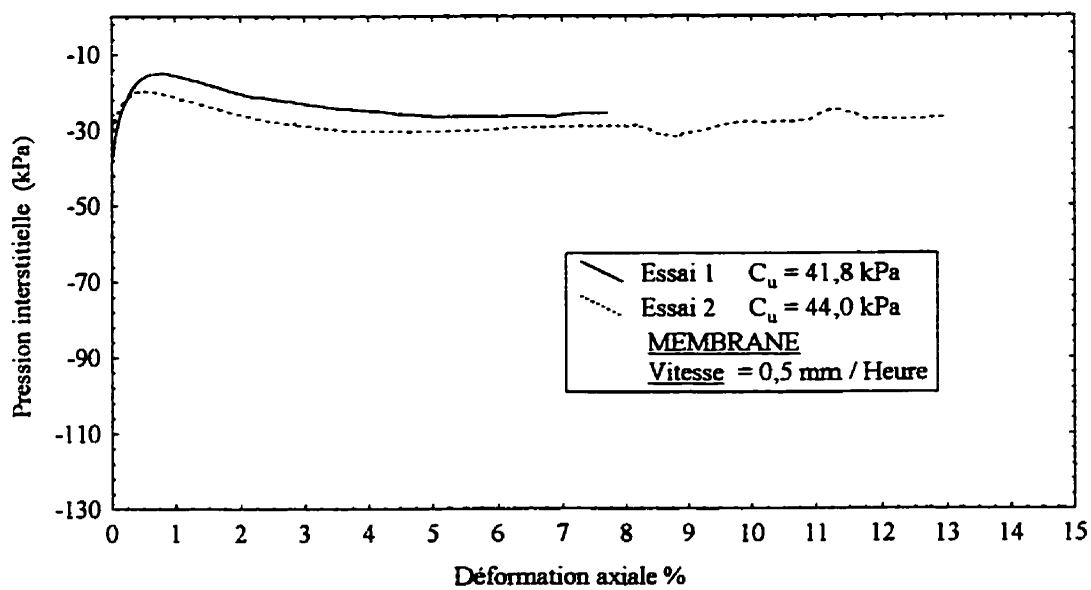


Figure 6.37 : Pression interstitielle avec l'échantillon dans une membrane

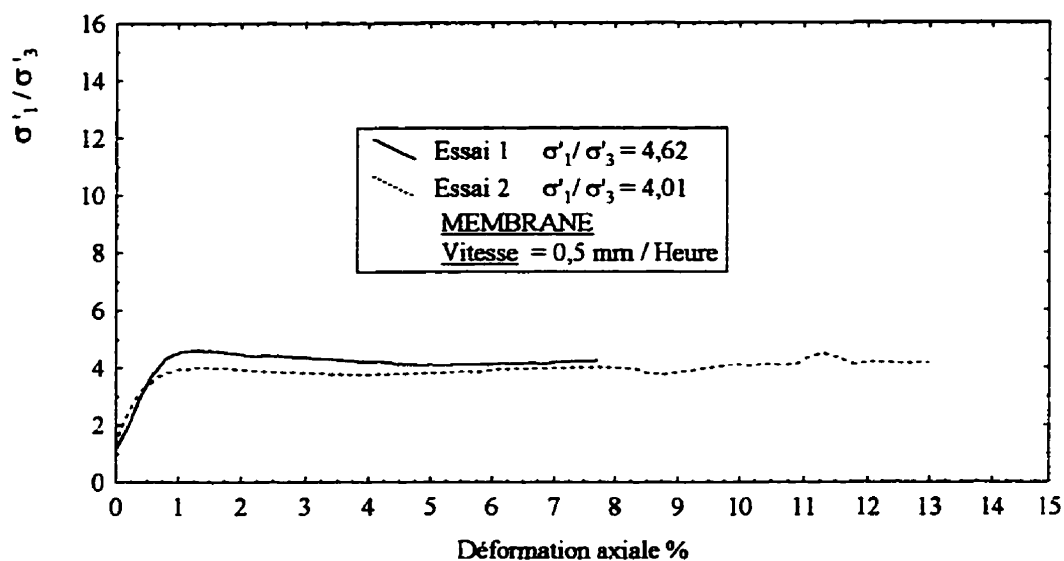


Figure 6.38 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon dans une membrane

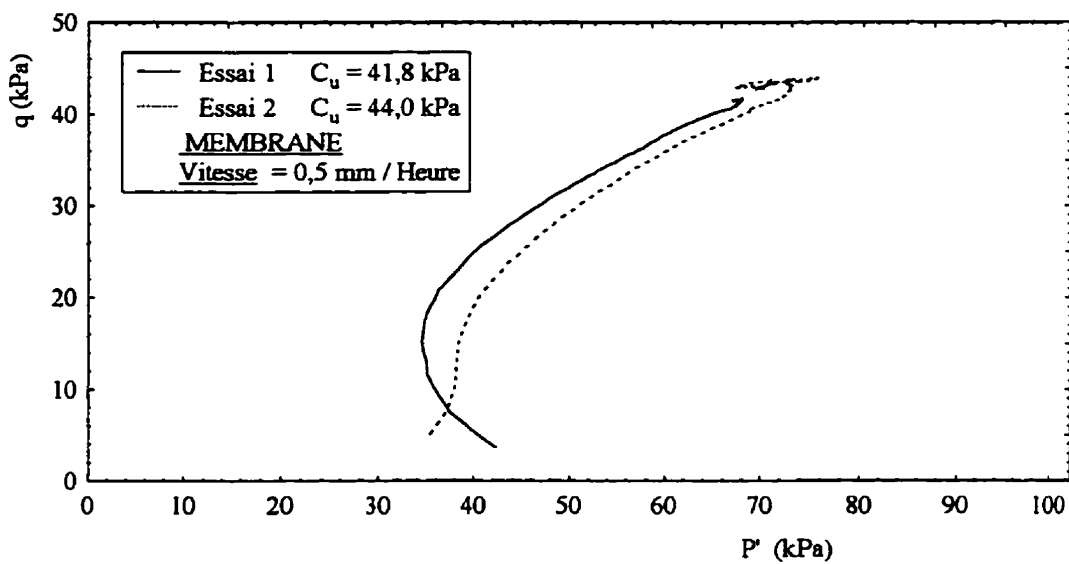


Figure 6.39 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon dans une membrane

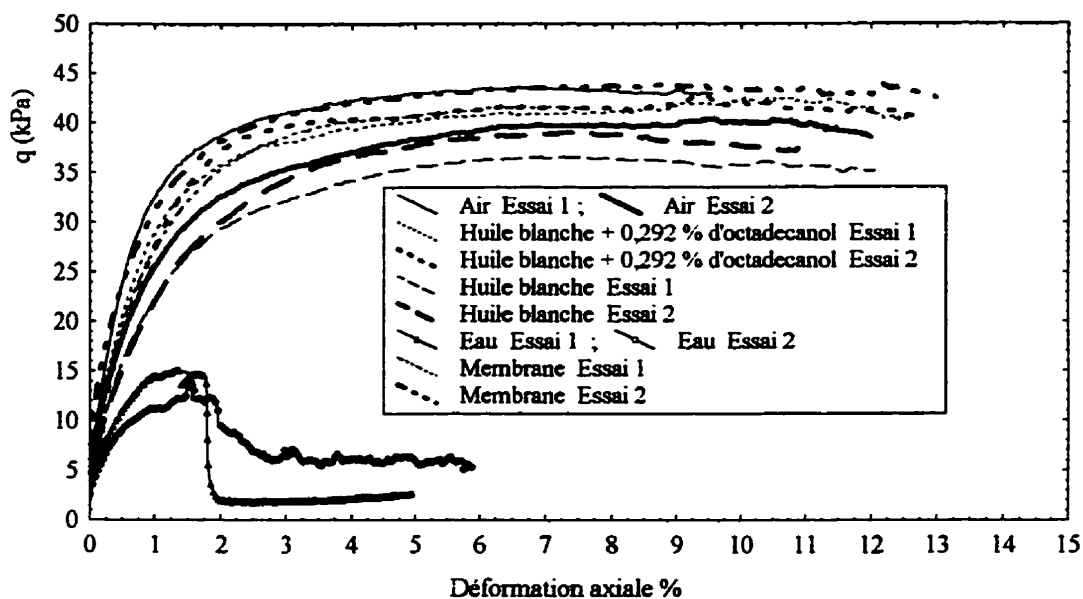


Figure 6.40: Comparaison des courbes de cisaillement avec les différents fluides

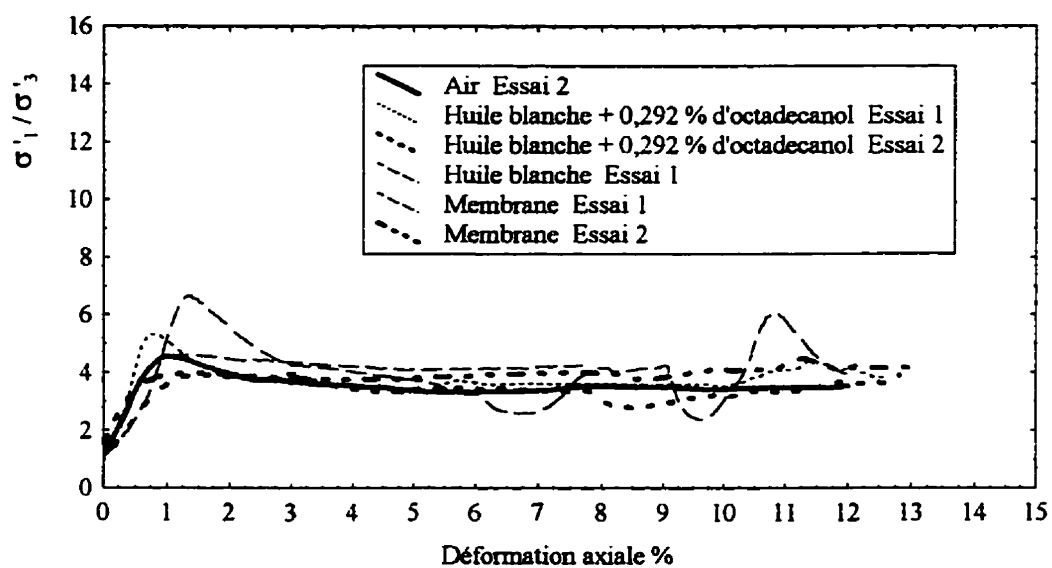


Figure 6.41 : Comparaison des rapports des contraintes effectives avec les différents fluides

entre les différents fluides (sauf l'eau). Sur la figure 6.40, nous avons tracé l'ensemble des courbes de résistance au cisaillement pour toutes les fluides et la membrane en fonction de la déformation axiale. On peut remarquer que toutes ces courbes sont semblables (sauf les courbes avec l'eau). Sur la figure 6.41, nous avons tracé l'ensemble des courbes du rapport de la contrainte effective majeure (σ_1') et de la contrainte effective mineure (σ_3') pour toutes les fluides et la membrane (sauf les courbes avec l'eau) en fonction de la déformation axiale. On peut remarquer que toutes ces courbes sont semblables. Sur la figure 6.42, nous avons tracé l'ensemble des courbes de la pression interstitielle moins la pression de confinement pour toutes les fluides et la membrane en fonction de la déformation axiale. On peut remarquer que toutes ces courbes sont un peu différents au début mais tendent vers la même pression interstitielle (sauf les courbes avec l'eau). Sur la figure 6.43, nous avons tracé l'ensemble des courbes de cheminement de contraintes effectives pour toutes les fluides et la membrane. On peut remarquer que toutes ces courbes semblent au début être différents mais tendent rapidement vers le même point (sauf les courbes avec l'eau). Nous avons aussi tracé la résistance au cisaillement en fonction de la tension de surface figure 6.44 et aussi le rapport de la contrainte effective majeure (σ_1') et la contrainte effective mineure (σ_3') en fonction de la tension de surface figure 6.45. On remarque sur ces deux figures et sur le tableau 6.5 qu'il n'y a pas de différences significatives entre les fluides (sauf l'eau) et la membrane. Ces résultats sont en accord avec ceux d'Iversen & Moum, 1974 qui ont aussi trouvé qu'il n'y a pas d'influence de la tension interfaciale dans le cas où le

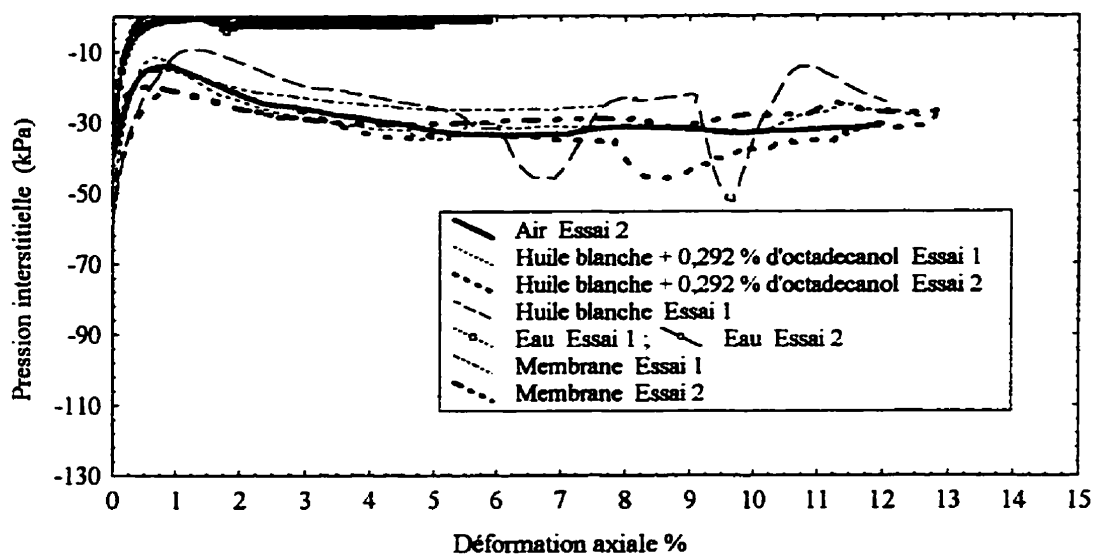


Figure 6.42 : Comparaison des pressions interstitielles générées pendant l'essai avec les différents fluides

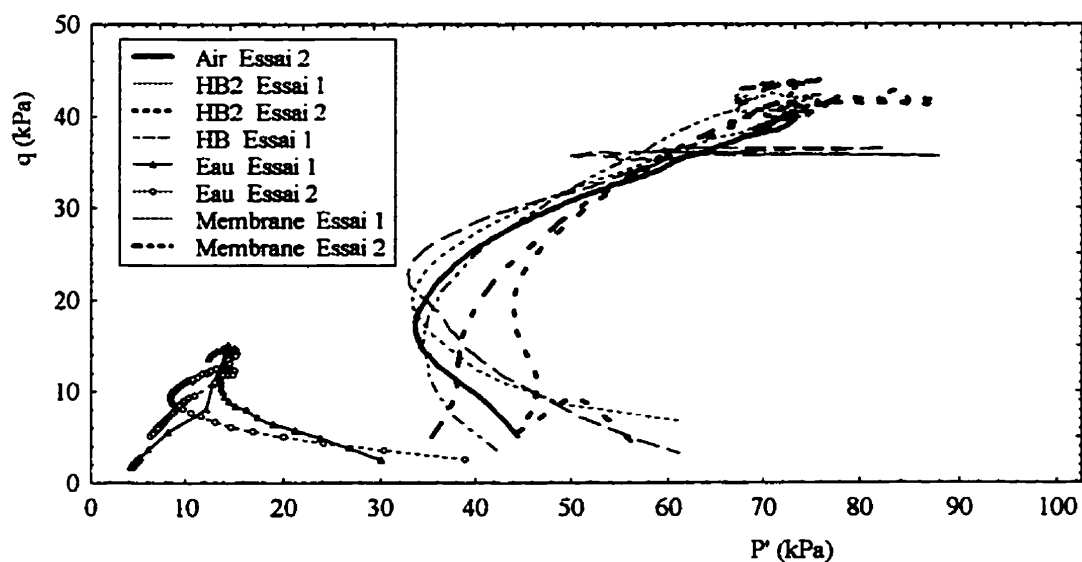


Figure 6.43 : Comparaison des cheminements de contraintes effectives avec les différents fluides

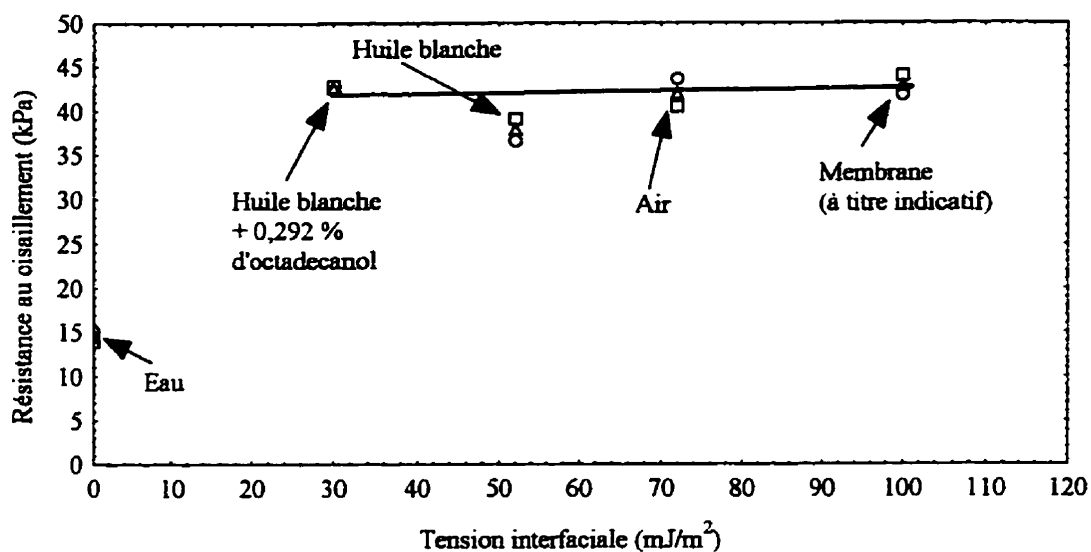


Figure 6.44 : Influence de la tension interfaciale sur la résistance au cisaillement

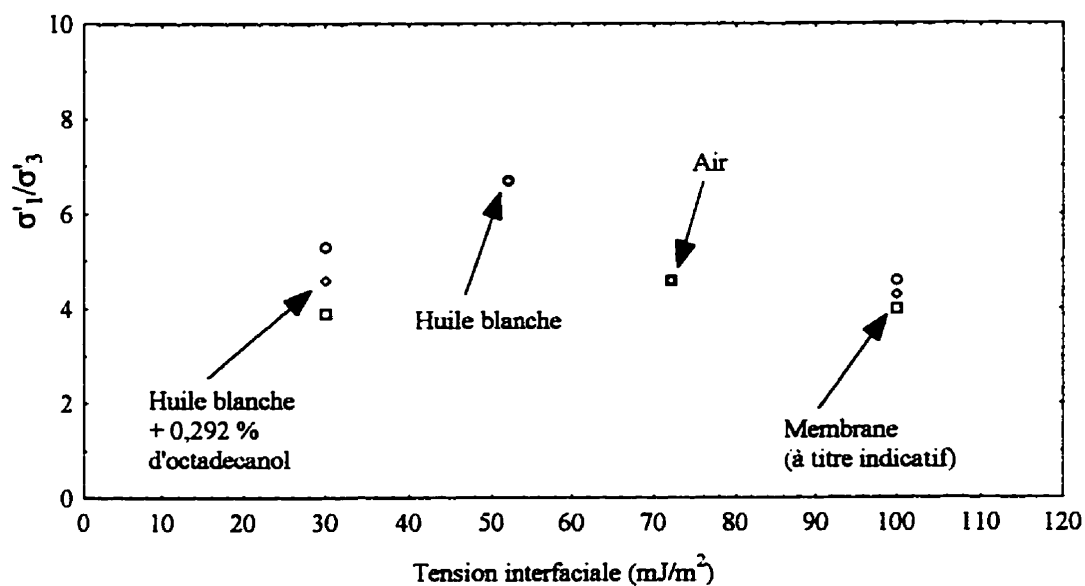


Figure 6.45 : Influence de la tension interfaciale sur le rapport σ'_1/σ'_3

fluide n'est pas miscible avec l'eau interstitielle. De toutes ces analyses, nous remarquons qu'il n'y a pas de différence significative en fonction de la tension de surface mise a part l'eau.

6.7 Conclusion

Deux cas doivent être considérés dans l'effet de la tension interfaciale : le cas où $\gamma_{WF} = 0$ (le fluide utilisée est l'eau $W=F$) et le cas où $\gamma_{WF} \neq 0$ (le fluide utilisé n'est pas l'eau $W \neq F$).

- Dans le cas où la tension interfaciale est zéro $\gamma_{WF} = 0$, il n'y a pas d'interface entre l'eau interstitielle et l'eau dans la cellule. La pression interstitielle est égale à la pression dans la cellule (équation 3.1 $\gamma_{WF} = 0$) et c'est ce qui est obtenu expérimentalement $u_0 \approx 0$ aussi bien avec les essais de fracturation (PHCFT) que les essais de cisaillement.

- Dans le cas où la tension interfaciale est différente de zéro ($\gamma_{WF} \neq 0$ le fluide dans la cellule n'est pas l'eau) il existe une interface entre le fluide cellulaire et l'eau interstitielle. La pression interstitielle est telle que l'équation 3.1 est vérifiée et est donc tributaire de γ_{WF} et du rayon de courbure r_γ . La réponse de la pression interstitielle dépend du fait que l'échantillon subit des déformations ou pas. Pendant le confinement initial, le rayon de courbure des ménisques dépend de la taille des pores et indépendant du type de fluide ($F \neq W$) et la pression interstitielle est fonction de la tension interfaciale (figure 6.14). Par contre pendant les essais de déformation, le rayon de

courbure r_f semble s'ajuster en fonction du fluide ($F \neq W$) car les pressions interstitielles ne dépendent que des déformations du squelette. C'est ce phénomène qui se produit avec les essais de cisaillement comme le montre la figure 6.42. Le processus d'ajustement du rayon de courbure r_f est lent et ne se remarque pas dans le cas des essais de fracturation (PHCFT). Le fluide ($F \neq W$) se comporte comme une membrane autour de l'échantillon (effet membrane). Ces résultats sont très importants et montrent que dans le cas des essais où l'utilisation de la membrane est impossible ou très délicat (par exemple les argiles sensibles) on peut utiliser un fluide F ($F \neq W$) pour remplacer la membrane et aussi pour éviter de faire des corrections de membrane si cette dernière est importante.

CHAPITRE VII

ANALYSE DES RÉSULTATS

7.1 Influence de la tension interfaciale, de la fissure initiale et de la pression de préconsolidation

7.1.1 Influence de la tension interfaciale et de la fissure initiale $2a_0$

A part les résultats des essais avec l'eau où la tension interfaciale est nulle ($\gamma_{FW} = 0$), la pression intérieure au pic est très peu influencée par la tension interfaciale si celle-ci est différente de zéro ($\gamma_{FW} \neq 0$) (figure 7.1) indépendamment de la longueur de la fissure initiale. Par contre, il y a une influence significative de la longueur de la fissure initiale (figure 7.2 à 7.5). Sur la figure 7.6, nous avons tracé la pression intérieure au pic en fonction de la longueur de la fissure initiale. On remarque que la pression au pic est inversement proportionnelle à la longueur de la fissure initiale $2a_0$. Théoriquement, la pression au pic est proportionnelle à $1/\sqrt{a_0}$ (équation 4.63, 4.64 et 4.65) puisque le critère de rupture porte généralement sur la constante du facteur d'intensité de contrainte K . Nous avons porté sur cette courbe le point $(2a_u, P_u)$ représentant la pression P_u à laquelle la fissure atteint la position $2a_u$ où nous mesurons la pression interstitielle. Malgré qu'à ce point, l'influence du diamètre extérieur est plus importante, ce point prolonge adéquatement la courbe.

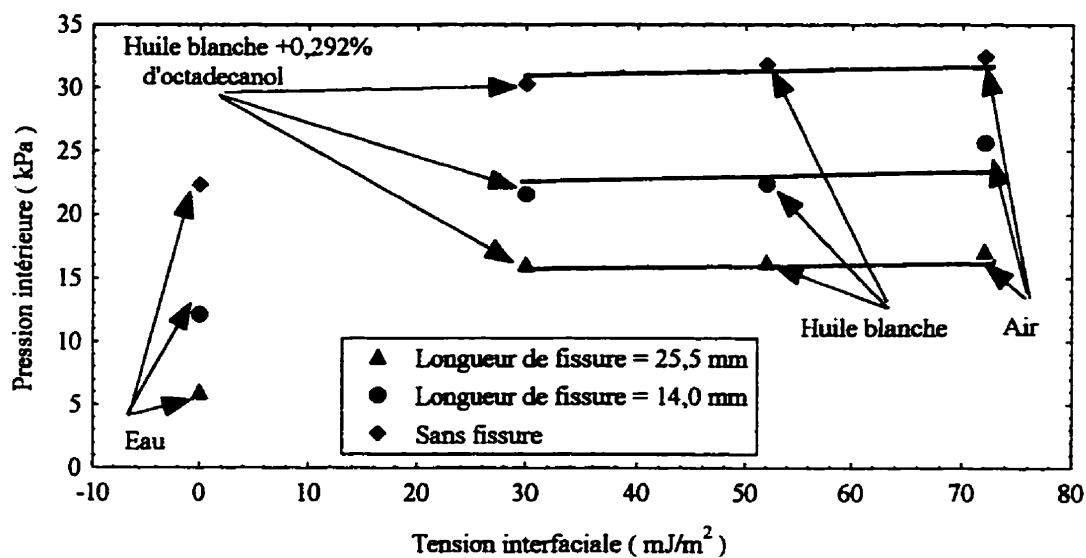


Figure 7.1 : Influence de la tension interfaciale et de la longueur de la fissure sur la pression au pic

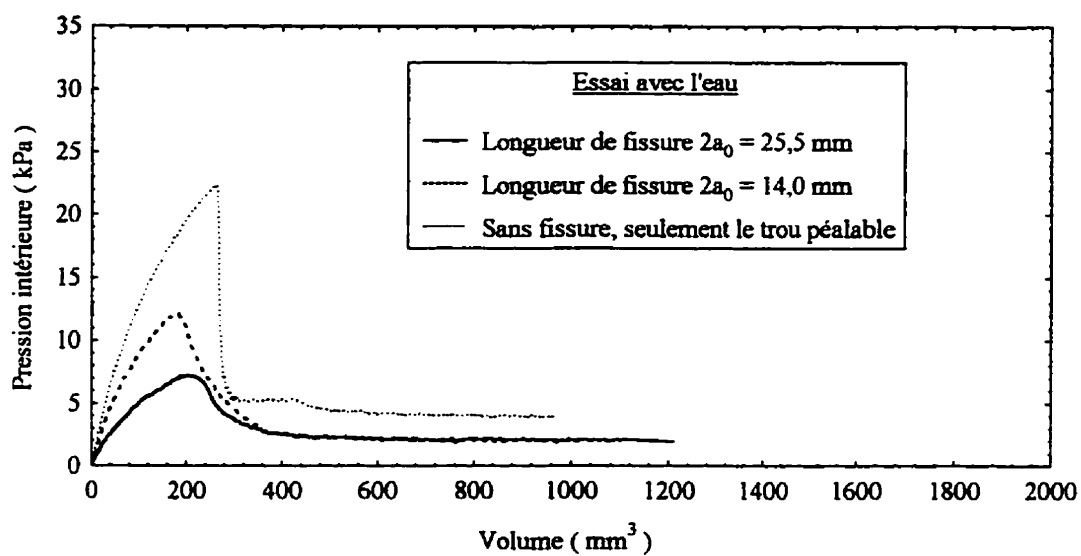


Figure 7.2 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'eau

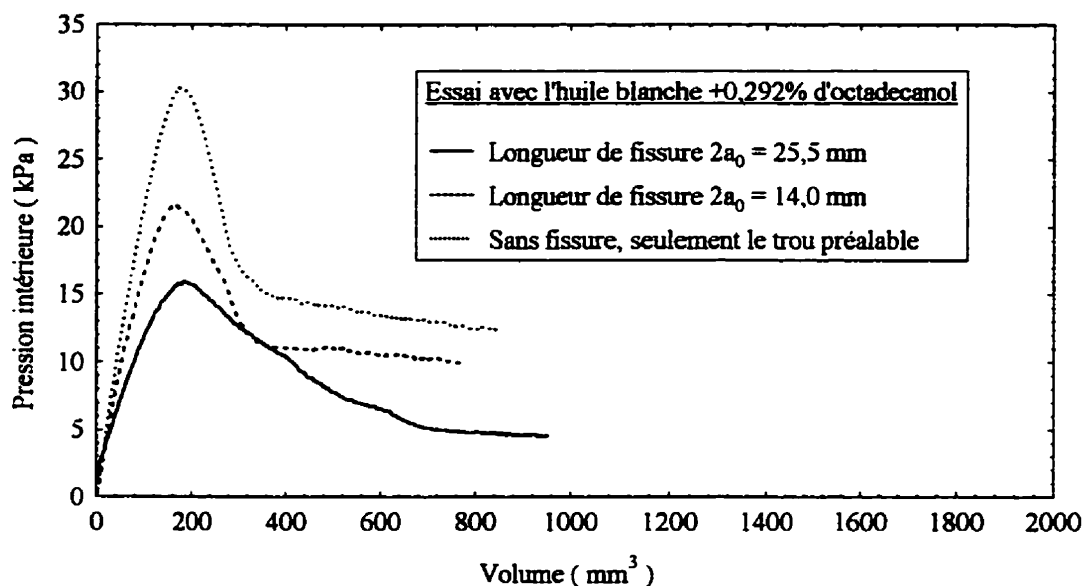


Figure 7.3 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol

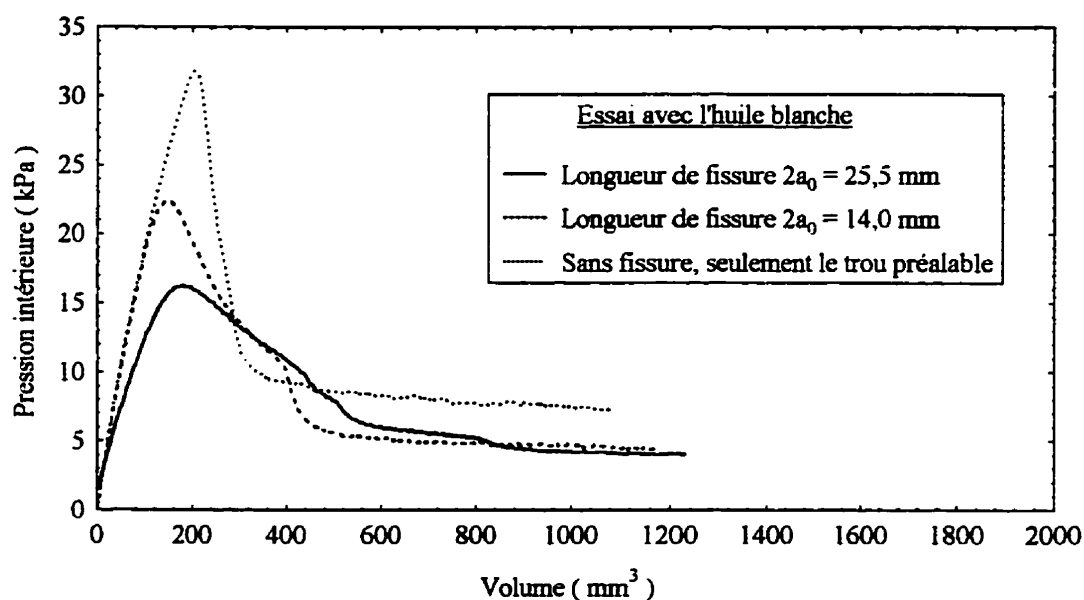


Figure 7.4 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche

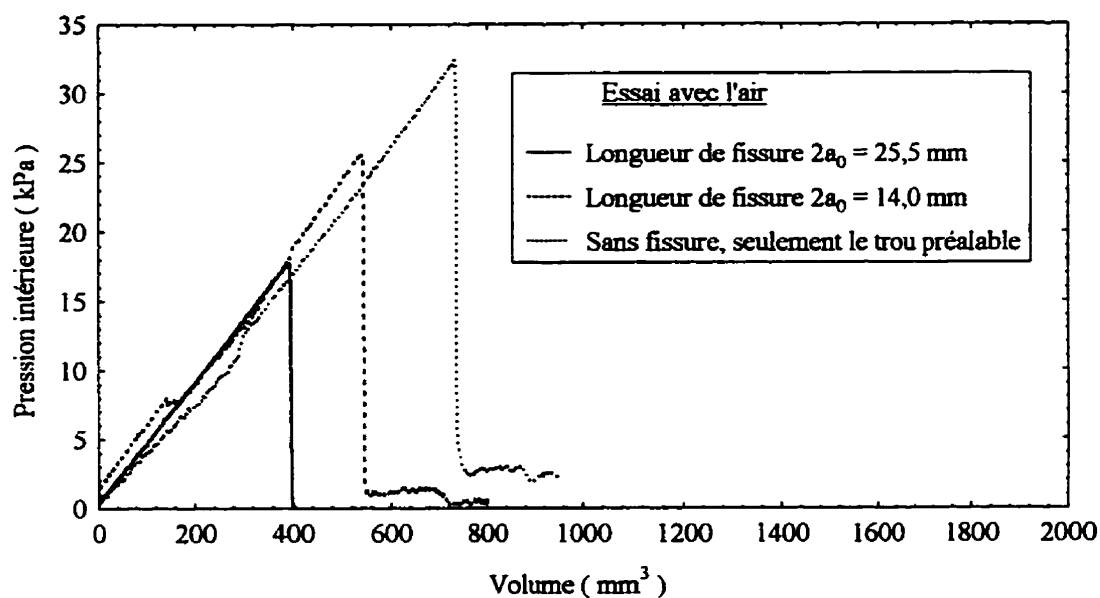


Figure 7.5 : Influence de la longueur de la fissure initiale sur l'essai de fracturation (PHCFT) avec l'air

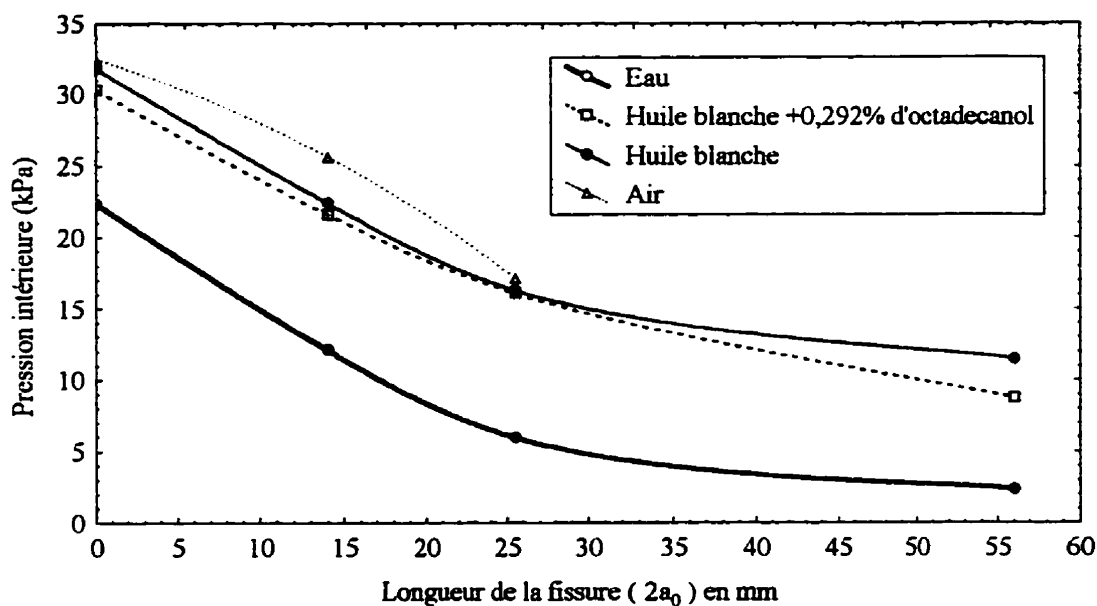


Figure 7.6 : Influence de la fissure initiale sur la pression au pic

7.1.2 Influence de la pression de préconsolidation

Pour pouvoir comparer les résultats des essais sur l'argile naturelle et celle consolidée à 200 kPa nous devrions avoir la même longueur de fissure initiale. La comparaison ne portera que sur la première et la deuxième série d'essais (chapitre 6), car nous n'avons pas fait varier la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'argile naturelle.

Les résultats montrent que la pression intérieure au pic varie dans le même sens que la pression de préconsolidation. La figure 7.7 montre l'influence de la pression de préconsolidation sur le squelette (essai avec l'eau comme fluide) et on voit que son influence est faible. Malgré que la pression de préconsolidation soit passée de 55 kPa pour l'argile naturelle à 200 kPa pour celle préconsolidée, la pression au pic moyenne a peu changé passant respectivement de 4,71 kPa à 6,61 kPa. La figure 7.8 quand à elle montre l'influence de la pression de préconsolidation sur la pression intérieure au pic pour les différentes huiles. La pression intérieure au pic moyenne passe de 7,66 kPa à 16,66 kPa quand la pression de préconsolidation passe de 55 kPa à 200 kPa.

7.2 Facteurs d'intensité de contraintes

Au chapitre 4, nous avons défini trois facteurs d'intensité de contraintes qui sont : le facteur d'intensité de contrainte due à l'eau interstitielle K_1^w , le facteur d'intensité de contrainte dû à la contrainte effective K_1' et le facteur d'intensité de contrainte dû à la

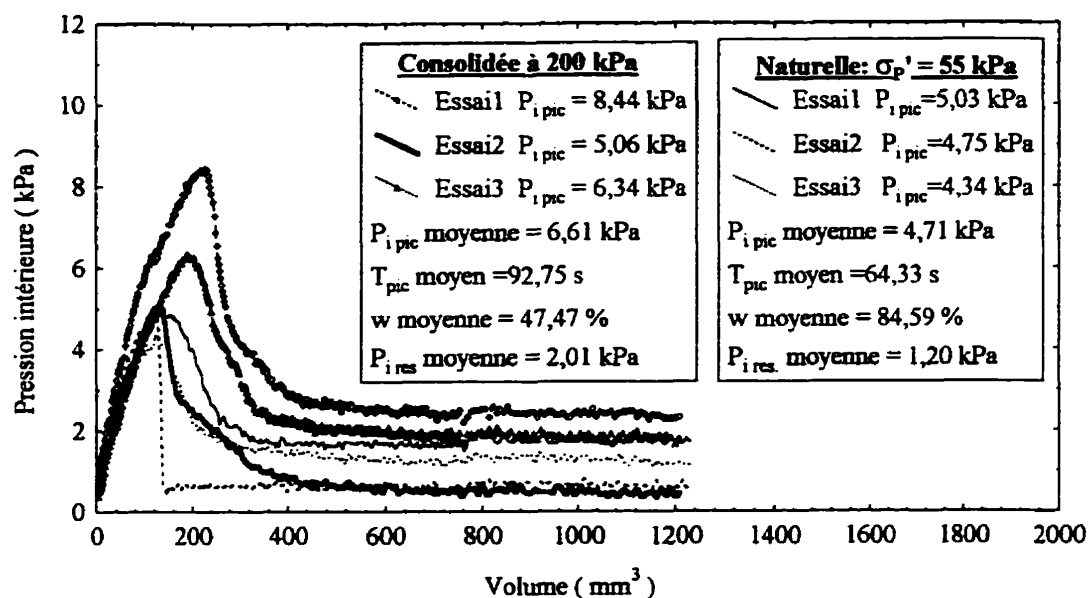


Figure 7.7 : Influence de la pression de préconsolidation sur les essais avec l'eau

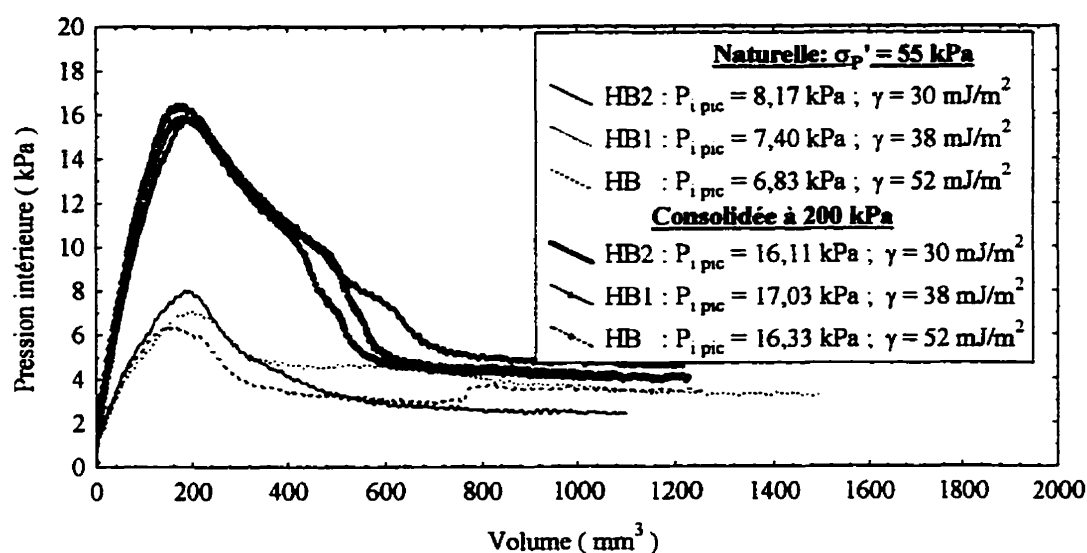


Figure 7.8 : Influence de la pression de préconsolidation sur les essais avec les huiles

où HB=Huile blanche; HB1=Huile blanche +0,194% d'octadecanol
et HB2=Huile blanche +0,292% d'octadecanol

contrainte totale K_I . Les équations 4.63, 4.64 et 4.65 sont valides pour un échantillon de dimension infinie ayant une fissure initiale droite (figure 4.7). Dans notre cas, l'échantillon est de dimension finie et la fissure initiale contient un prétrou. Dans ce cas, le facteur d'intensité de contrainte est corrigé par un ou plusieurs facteurs de forme. Il existe plusieurs formules pour calculer le facteur d'intensité de contrainte qui donnent sensiblement les mêmes résultats. Ces facteurs de correction de forme sont directement applicables aux échantillons d'argiles.

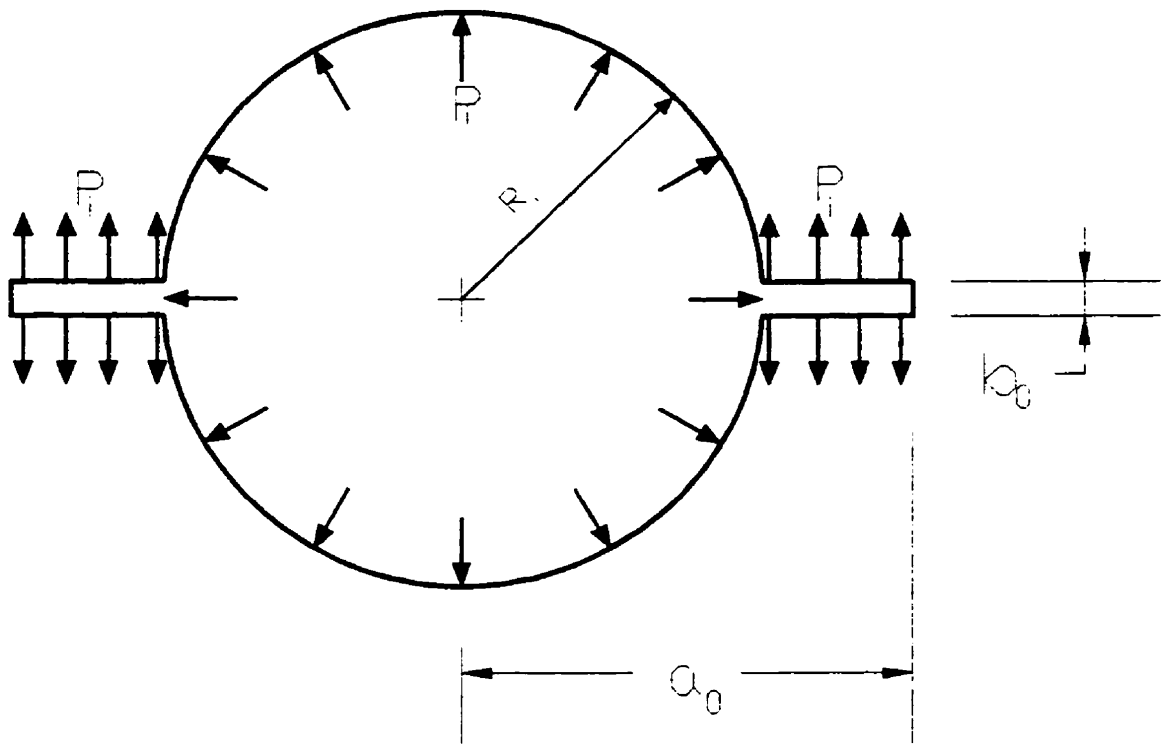


Figure 7.9 : Gros plan sur une fissure initiale avec prétrou

Les facteurs d'intensité de contraintes sont calculés avec la formule ci-dessous (Tada *et al*, 1985 ; Irwin, 1957; Rooke & Cartwright, 1976) :

$$K_I = P_{pic} \sqrt{\pi(a_0 - R_I)} C \cdot F_I \quad \text{avec} \quad F_I = 1 + (1-s) \left[0,5 + 0,743(1-s)^2 \right],$$

$$C = 1 + 0,256 \left(\frac{a_0}{D_e} \right) - 1,152 \left(\frac{a_0}{D_e} \right)^2 + 12,200 \left(\frac{a_0}{D_e} \right)^3 \quad \text{et} \quad s = \frac{a_0 - R_I}{a_0} \quad (7.1)$$

où C est un facteur de forme et F_I est la correction due à la présence du prétrou

La figure 7.9 montre en gros plan un prétrou et une fissure initiale tel que cela se présente sur les échantillons. Les calculs des facteurs d'intensité de contraintes effectives K'_I et totales K_I sont faits en utilisant l'équation 7.1. Les résultats des calculs des facteurs d'intensité de contraintes moyens sont présentés au tableau 7.1. Nous avons calculé aussi le facteur d'intensité de contrainte au point où la pression interstitielle est mesurée. Les facteurs d'intensité de contraintes calculés avec les essais où l'eau est utilisée comme fluide sont dus au squelette K'_I et les autres sont eux dus à la contrainte totale K_I . Nous remarquons que K'_I et K_I sont sensiblement constants en fonction de la longueur de la fissure initiale ($2a_0$), pour les essais effectués avec l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa, donc nous pouvons prendre la moyenne de ces résultats. La différence entre K_I et K'_I donne le facteur d'intensité de contrainte due à l'eau interstitielle K_I^w . Ces résultats sont présentés dans le tableau 7.2 ci-dessous, seulement pour l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa.

Tableau 7.1 : Résultats du calcul des facteurs d'intensité de contraintes

σ_p (kPa)	$2a_0$ (mm)	Type de fluide	F_1	C	$P_{i\text{pic}}$	$K_I = P_{i\text{pic}} \sqrt{\pi(a_0 - R_i)} C.F_1$ (kPa.m ^{3/2})
55	25,5	Eau	1,589	1,039	4,71	0,868
		Huile blanche + 0,292% d'octadecanol	1,589	1,039	8,17	1,504
		Huile blanche + 0,194% d'octadecanol	1,589	1,039	7,40	1,363
		Huile blanche	1,589	1,039	6,83	1,258
		Air	1,589	1,039	8,29	1,527
200	25,5	Eau	1,589	1,039	6,61	1,217
		Huile blanche + 0,292% d'octadecanol	1,589	1,039	16,11	2,966
		Huile blanche + 0,292% d'octadecanol	1,589	1,039	17,03	3,136
		Huile blanche	1,589	1,039	16,33	3,007
		Air	1,589	1,039	17,16	3,160
200	14,0	Eau	1,628	1,016	12,13	1,591
		Huile blanche + 0,292% d'octadecanol	1,628	1,016	21,63	2,837
		Huile blanche	1,628	1,016	22,44	2,943
		Air	1,628	1,016	25,66	3,366
200	$2a_u$	Eau	1,180	1,249	2,40	0,869
		Huile blanche + 0,292% d'octadecanol	1,180	1,249	8,80	3,186
		Huile blanche	1,180	1,249	11,53	4,175

**Tableau 7.2 : Récapitulatif du calcul des facteurs d'intensité de contraintes pour
l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa**

	$K_1 \text{ (kPa.m}^{1/2}\text{)}$	$K'_1 \text{ (kPa.m}^{1/2}\text{)}$	$K_1^w = K_1 - K'_1 \text{ (kPa.m}^{1/2}\text{)}$
	3,197	1,226	1,971
$K/K_1 \times 100$	100 %	38,35 %	61,65 %

Sur le même tableau nous avons présenté le pourcentage de participation des facteurs d'intensité de contraintes K'_1 et K_1^w par rapport à K_1 .

Le critère de rupture en mécanique élastique linéaire de la rupture est : $K_1 \geq K_{IC}$ où K_{IC} est le facteur d'intensité de contrainte critique qui est une caractéristique du matériau utilisé. Dans le cas d'une argile saturée qui est composée de l'eau interstitielle et de particules argileuses le critère de rupture peut prendre l'une des formes suivantes :

a - $K'_1 = \text{constante}$. Ceci veut dire que le critère de rupture est en contrainte effective et il s'exprime alors par $f(\sigma - u)$ où $f(\sigma')$.

b - $K_1^w = \text{constante}$. Ceci veut dire que le critère de rupture s'exprime par une condition sur la pression d'eau et il s'exprime alors par $f(u)$

c - $K'_1 + K_1^w = \text{constante}$. Le critère de rupture est en contrainte totale et il s'exprime alors par $f(\sigma)$.

d - $K'_1 = \text{constante}$ et $K_1^w = \text{constante}$. Le critère de rupture est en contraintes mixtes

s'exprime alors par $f(\sigma, u)$ ou $f(\sigma', u)$.

Les résultats des calculs montrent que $K'_1 = \text{constante}$ et $K_1 = \text{constante}$, pour l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa, ce qui correspond au cas d ci-dessus. Le critère de rupture en traction est mixte et la rupture a lieu quand les deux composantes qui sont l'eau interstitielle et le squelette atteignent la rupture.

7.3 Approche énergétique

L'analyse faite jusqu'à présent montre clairement la contribution de l'eau à la résistance à la traction. Cette contribution provient de la participation directe de l'eau à la traction. Nous ferons ici le calcul des différentes énergies en fonction de la longueur de la fissure. Dans cette approche énergétique nous utiliserons seulement les résultats des essais sur l'argile de Saint-Hilaire consolidée préalablement à 200 kPa car nous n'avons pas fait varié la longueur de la fissure dans le cas de l'argile naturelle.

La compilation des essais avec des fissures initiales différentes nous permet d'avoir la courbe de la pression P_i à la rupture en fonction de la longueur de la fissure pour l'huile et l'eau (figure 7.10). Pour une pression P_i donnée, nous pouvons lui attribuer une longueur de fissure et vice versa.

L'énergie W est calculée par l'équation ci-dessous (Charlez, 1991).

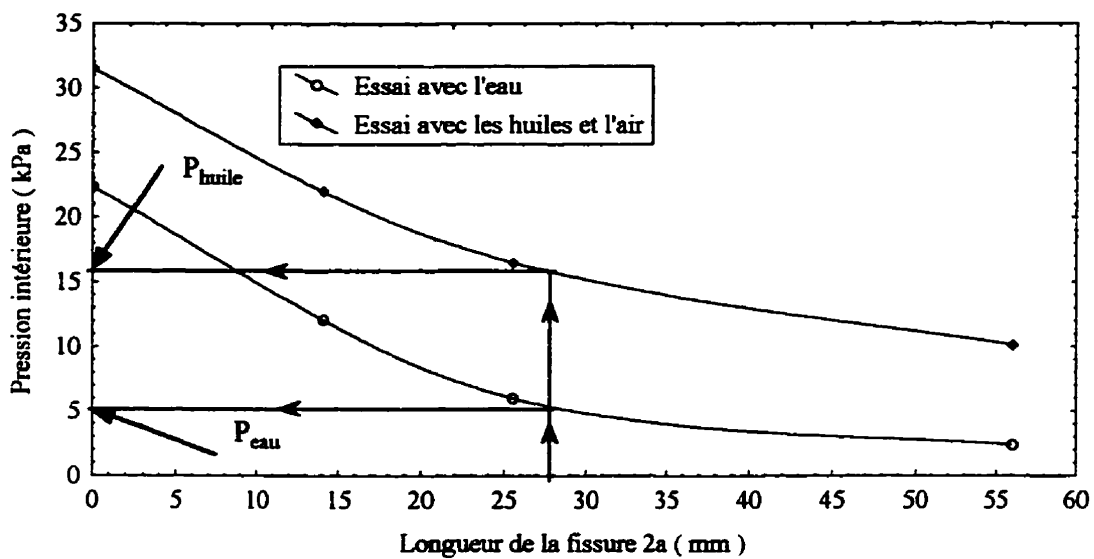


Figure 7.10 : Variation de la pression intérieure en fonction de la longueur de la fissure pour les huiles et l'eau

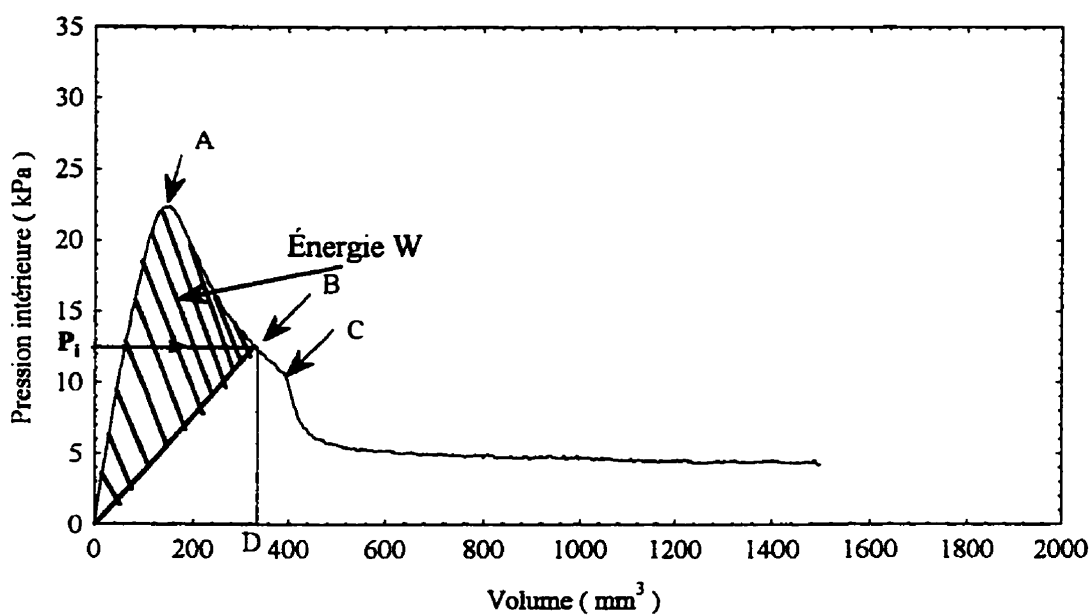


Figure 7.11 : Courbe montrant comment l'énergie W a été déterminée

$$W = \int_S P_i u_\alpha dS - W_{el} \quad (7.2)$$

où P_i est la pression interne, u_α le déplacement dans la direction normale à la fissure et S la surface de la fissure.

L'intégrale $\int_S P_i u_\alpha dS$ dans l'équation 7.2 correspond à l'aire 0ABD0 de la figure 7.11.

W_{el} est l'énergie de déformation élastique et correspond à l'aire 0BD0 de la figure 7.11.

L'énergie nécessaire pour faire propager la fissure de $2a_0$ à $2a$ correspond à la surface hachurée montrée sur la figure 7.11. Dans le cas d'une propagation stable de la fissure, l'équation 3.4 est une égalité. En traçant W en fonction de la longueur ($2a$) de la fissure initiale, nous avons une droite dont la pente est $A_\gamma = G_C H$. Mais sachant que $G_C = 2 \gamma$ (équation 2.13), la pente de l'équation est $A_\gamma = 2 \gamma H$ où γ est la tension interfaciale et H la hauteur de l'échantillon et le "2" parce que la fissure crée deux nouvelles surfaces.

Pour des longueurs de fissures définies, nous avons interpolé à l'aide de la courbe 7.12 la pression P_i correspondante. Le calcul de l'énergie pour les pressions P_i définies est fait comme montré à la figure 7.11. Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux 7.3 à 7.6 en fonction du fluide utilisé. Les courbes des énergies en fonction de la longueur des fissures sont présentées aux figures 7.12 à 7.18. Ces courbes montrent une relation linéaire avec une pente A_γ entre l'énergie et la longueur de la fissure. Les figures 7.19 et 7.20 montrent l'influence des fluides sur l'énergie

Tableau 7.3 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'eau

2a (mm)	P _{i eau} (kPa)	2a ₀ = 25,5 mm			2a ₀ = 14,0 mm
		W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)
14,0	12,13				0,287
17,0	10,24				0,633
20,0	8,50				0,897
23,0	7,22				1,110
25,5	6,02	0,286	0,052	0,104	1,311
28,0	5,21	0,823	0,080	0,380	1,494
32,0	4,20	1,054	0,159	0,560	1,720
36,0	3,47	1,289	0,240	0,740	1,866
40,0	3,00	1,400	0,294	0,816	2,003
44,0	2,74	1,545	0,319	0,890	2,060
48,0	2,56	1,668	0,370	0,928	2,144
52,0	2,47	1,717	0,386	0,954	2,178
56,0	2,40	1,870	0,402	0,982	2200

W est l'énergie de propagation de la fissure

Tableau 7.4 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche +0,292% d'octadecanol

2a (mm)	P _{i huile} (kPa)	2a ₀ = 25,5 mm			2a ₀ = 14,0 mm
		W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)
14,0	22,04				0,461
17,0	20,38				0,947
20,0	18,83				1,348
23,0	17,46				1,671
25,5	16,53	0,453	0,357	0,266	1,925
28,0	15,72	0,700	0,680	0,572	2,135
32,0	14,44	1,057	1,030	1,129	2,416
36,0	13,34	1,452	1,338	1,452	2,678
40,0	12,34	1,937	1,700	1,868	2,919
44,0	11,61	2,292	1,900	2,200	3,156
48,0	11,00	2,607	2,133	2,466	3,215
52,0	10,51	2,835	2,340	2,774	3,485
56,0	10,17	3,041	2,482	2,933	3,628

Tableau 7.5 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche +0,194% d'octadecanol

2a (mm)	$P_{i\text{huile}}$ (kPa)	2a ₀ = 25,5 mm		
		W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)
14,0	22,04			
17,0	20,38			
20,0	18,83			
23,0	17,46			
25,5	16,53	0,381	0,410	0,372
28,0	15,72	1,352	0,837	0,900
32,0	14,44	1,744	1,305	1,389
36,0	13,34	2,167	1,724	1813
40,0	12,34	2,475	2,099	2,278
44,0	11,61	2,699	2,470	2,573
48,0	11,00	2,950	2,740	2,903
52,0	10,51	3,103	2,995	3,212
56,0	10,17	3320	3,185	3,420

Tableau 7.6 : Résultats du calcul de l'énergie en fonction de la longueur de la fissure initiale dans le cas de l'huile blanche

2a (mm)	P _i huile (kPa)	2a ₀ = 25,5 mm			2a ₀ = 14,0 mm
		W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)	W (mJ)
14,0	22,04				0,414
17,0	20,38				0,957
20,0	18,83				1,351
23,0	17,46				1,660
25,5	16,53	0,443	0,362	0,399	1,896
28,0	15,72	1,166	0,900	0,570	2,101
32,0	14,44	1,611	1,407	0,856	2,450
36,0	13,34	2,100	1,810	1,236	2,820
40,0	12,34	2,560	2,200	1,548	3,159
44,0	11,61	2,850	2,570	1,834	3,420
48,0	11,00	3,040	2,795	2,121	3,652
52,0	10,51	3,231	2,968	2,412	3,803
56,0	10,17	3460	3,100	2,579	3,900

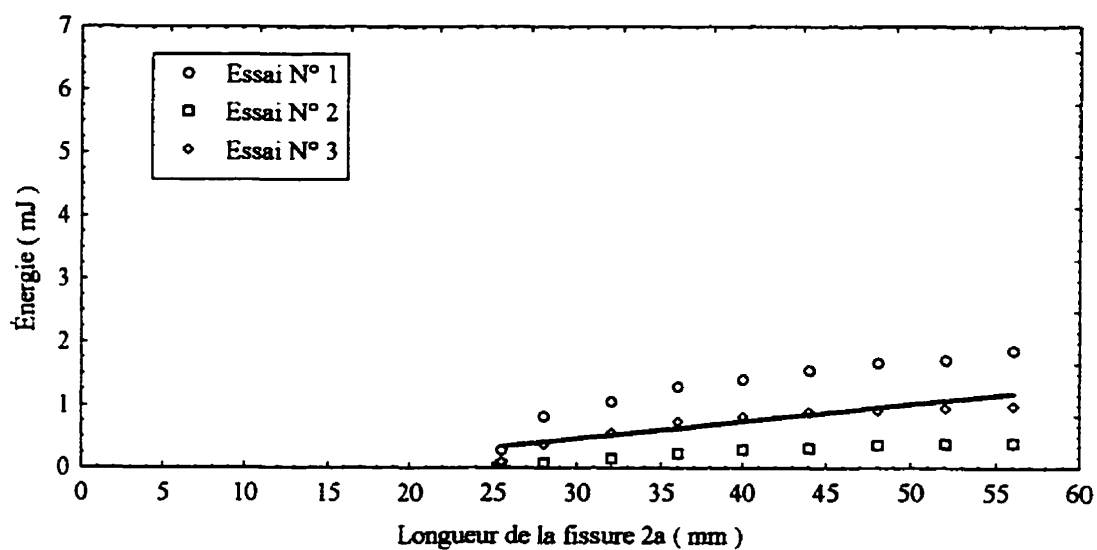


Figure 7.12 : Énergie de fissuration (squelette) dans le cas où l'eau est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm

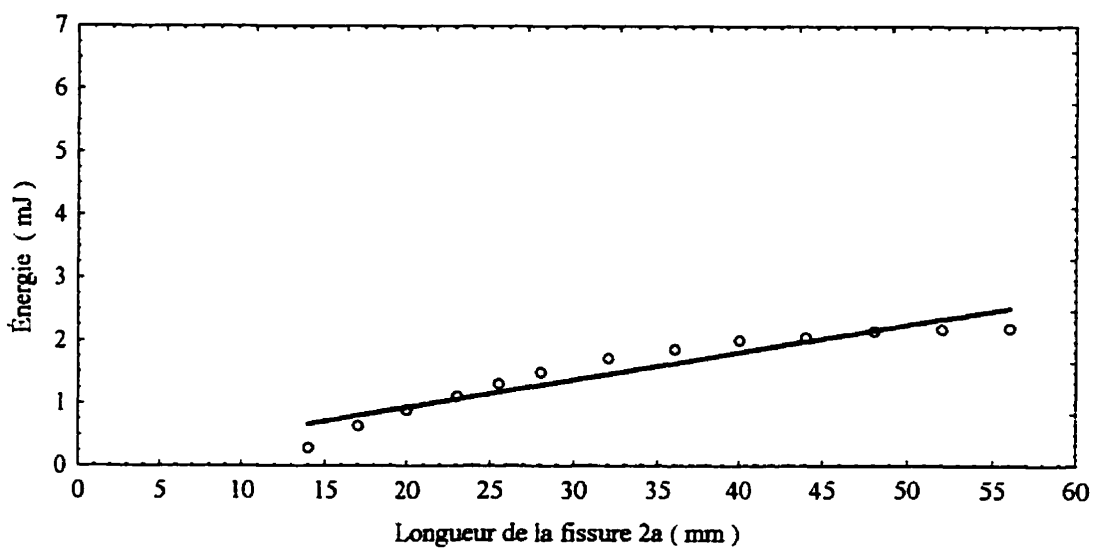


Figure 7.13 : Énergie de fissuration (squelette) dans le cas où l'eau est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm

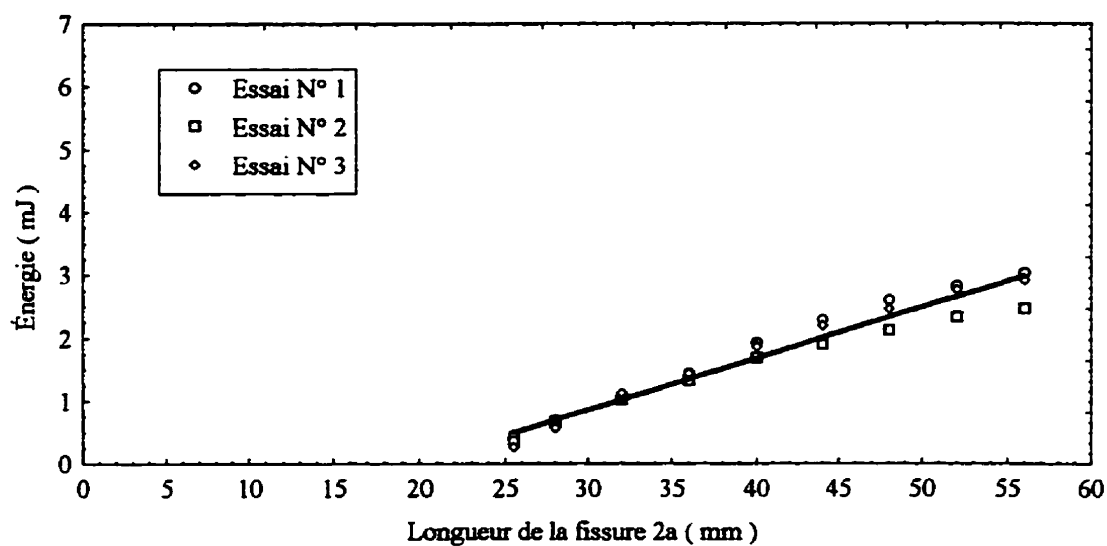


Figure 7.14 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche 0,292% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm

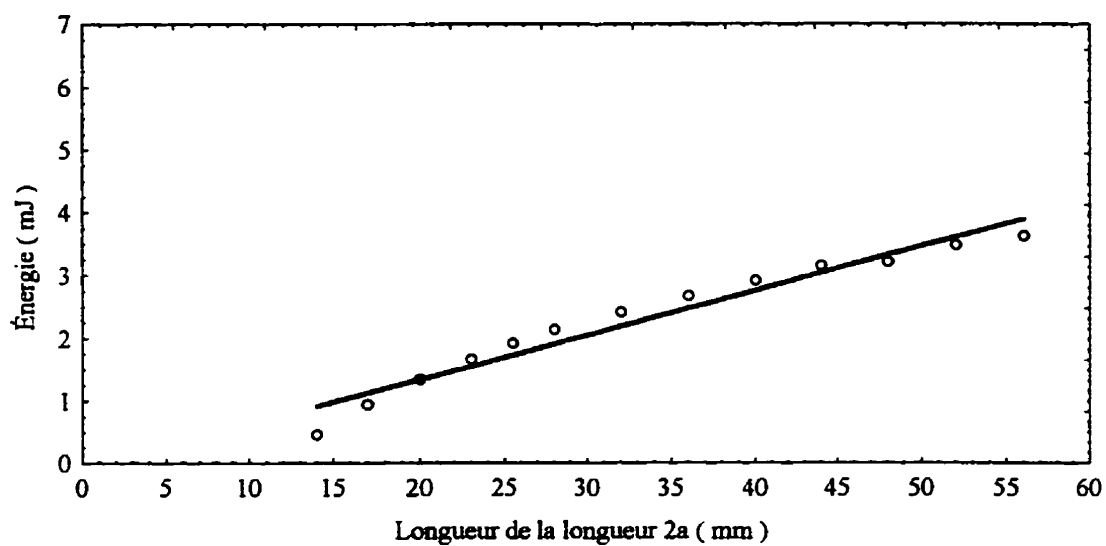


Figure 7.15 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche 0,292% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm

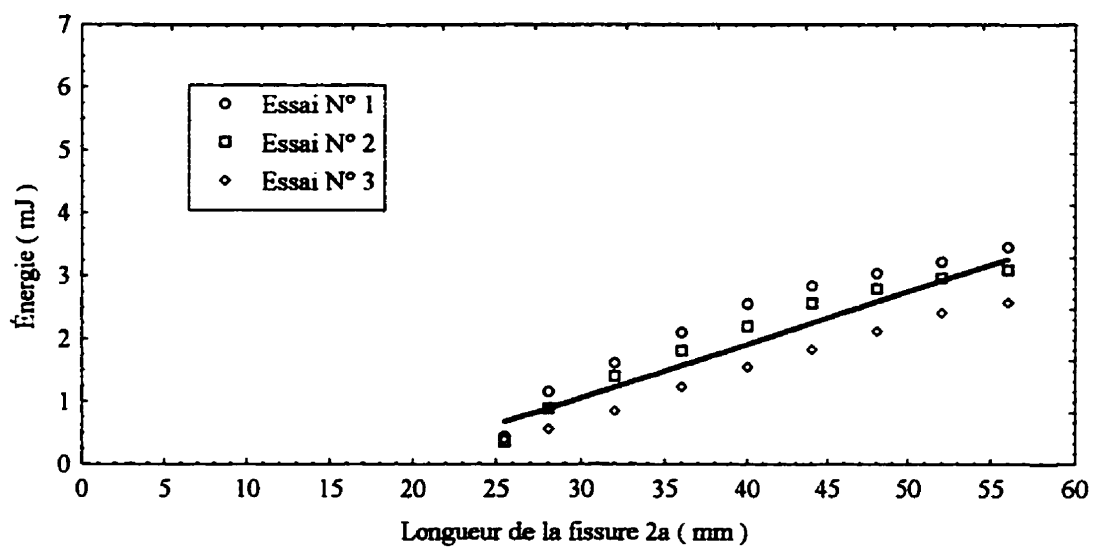


Figure 7.16 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm

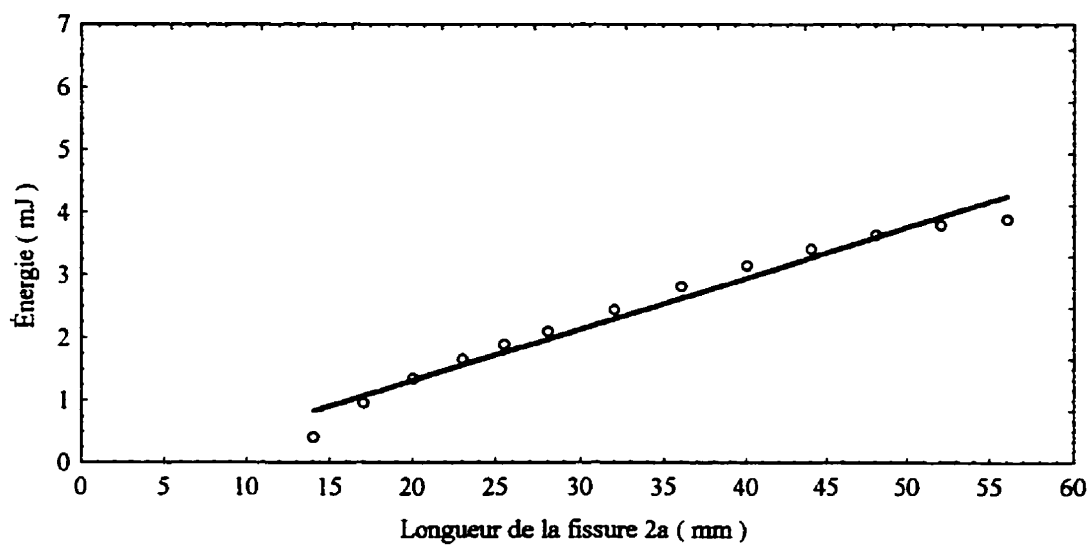


Figure 7.17 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 14,0$ mm

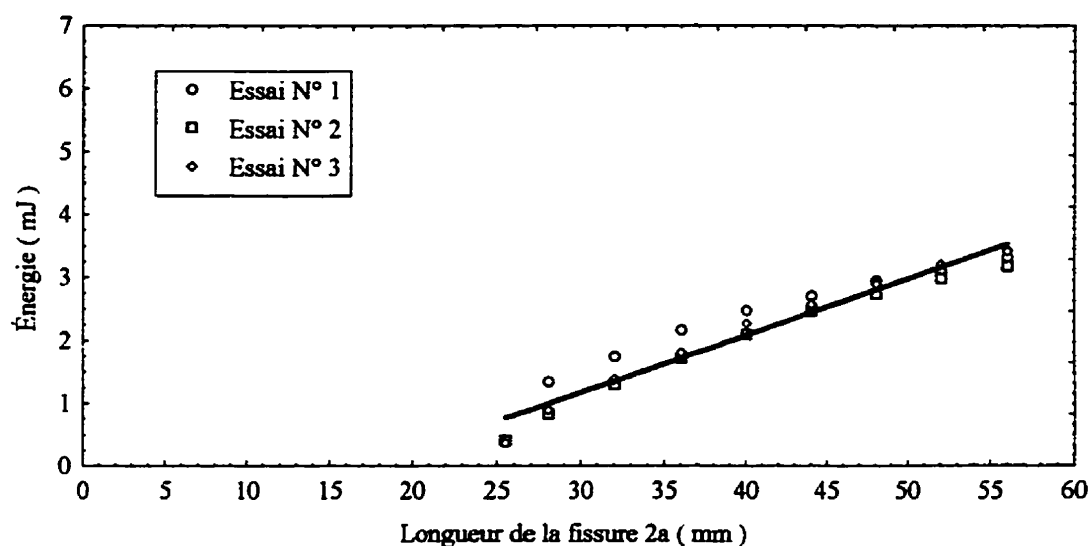


Figure 7.18 : Énergie de fissuration (squelette + eau) dans le cas où l'huile blanche 0,194% d'octadecanol est utilisée comme fluide et pour $2a_0 = 25,5$ mm

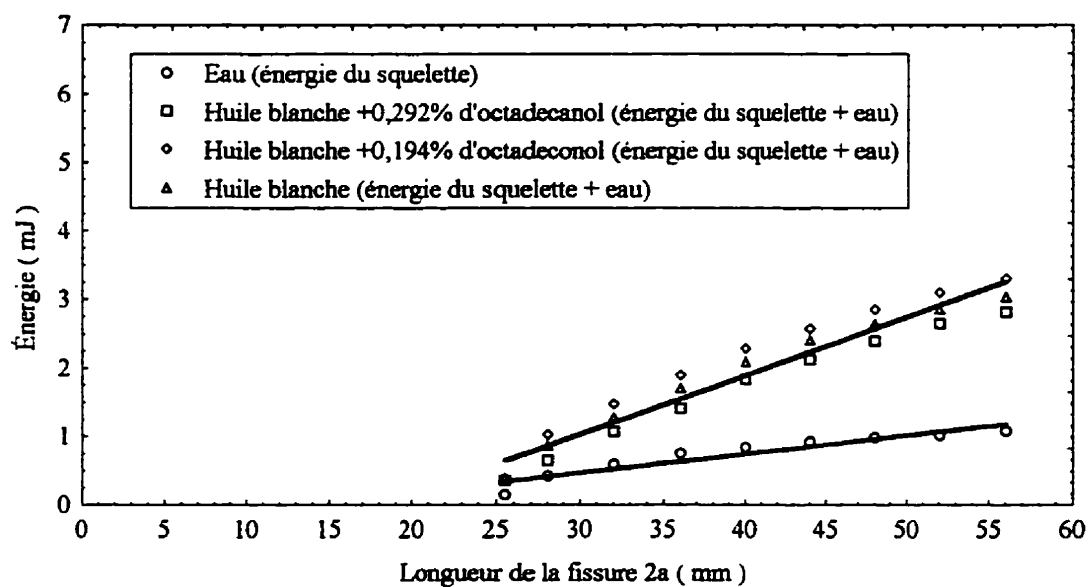


Figure 7.19 : Comparaison des énergies de la fissuration pour $2a_0 = 25,5$ mm

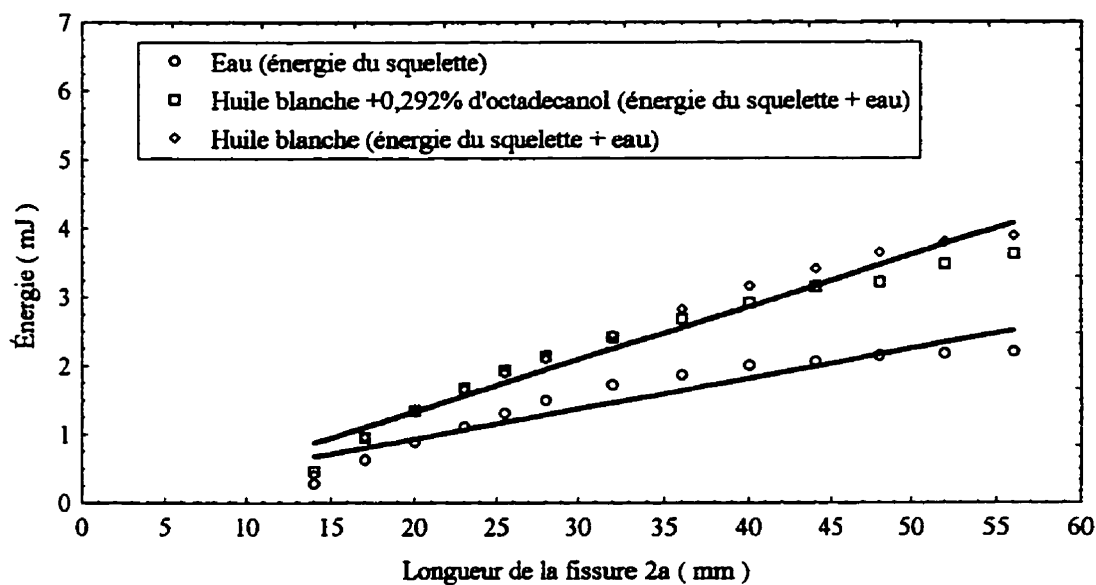


Figure 7.20 : Comparaison des énergies de fissuration pour $2a_0 = 14,0$ mm

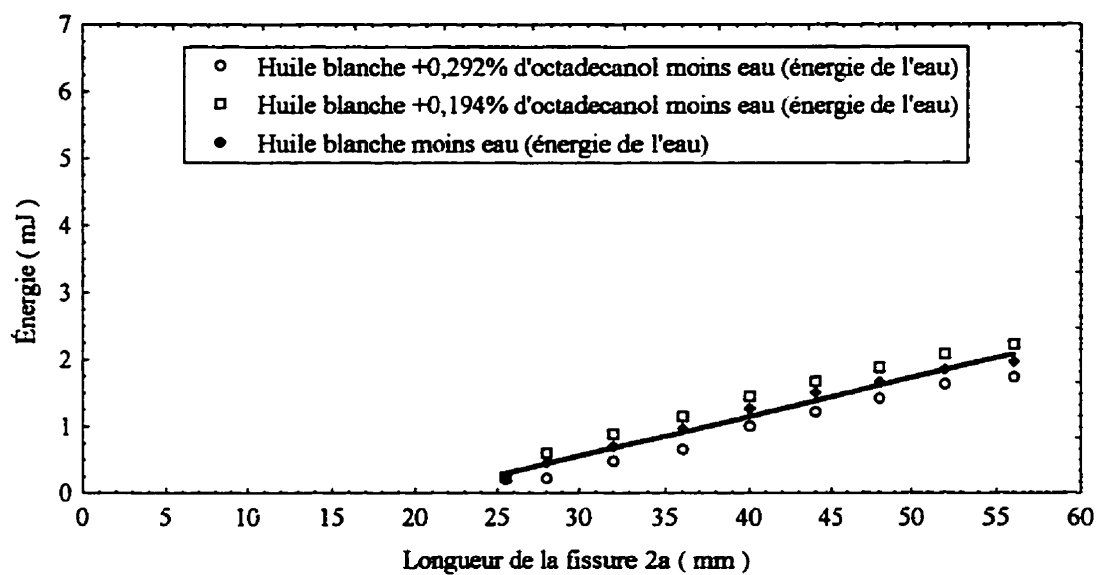


Figure 7.21 : Contribution de l'eau à l'énergie de fissuration pour $2a_0 = 25,5$ mm

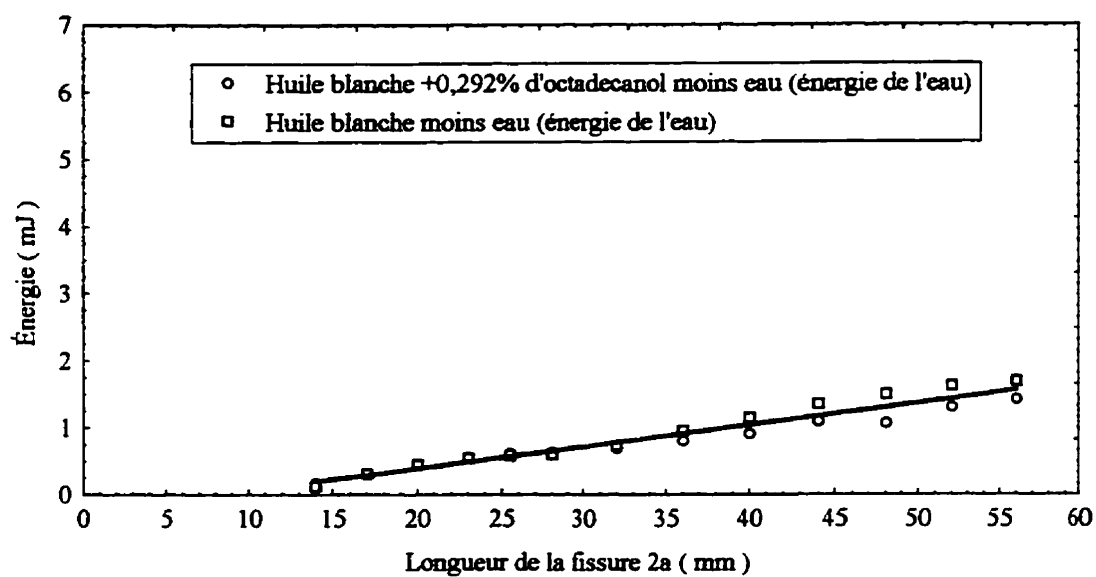


Figure 7.22 : Contribution de l'eau à l'énergie de fissuration pour $2a_0 = 14,0$ mm

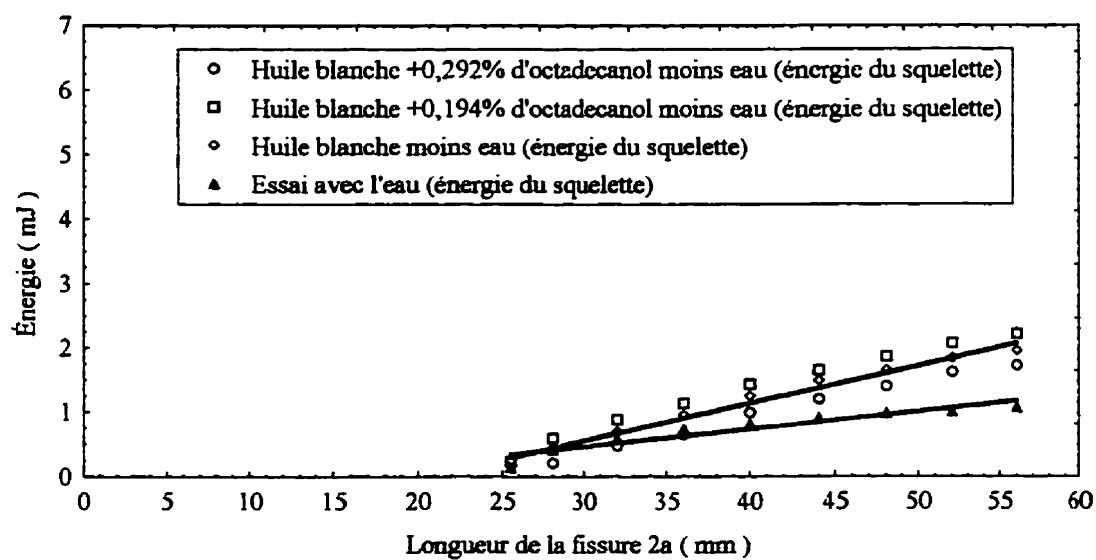


Figure 7.23 : Comparaison de l'énergie de fissuration du squelette et celle de l'eau pour $2a_0 = 25,5$ mm

respectivement pour les longueurs de fissure initiale de 25,5 mm et 14,0 mm. On remarque qu'il n'y a pas d'influence de la tension interfaciale sur les énergies dans les cas où $\gamma_{wF} \neq 0$. Ceci est dû à l'effet membrane comme expliqué au chapitre 6. La différence entre les énergies des essais avec les huiles et l'eau (énergie de fissuration de l'eau) est montrée sur les figures 7.21 et 7.22. La comparaison de l'énergie de fissuration de l'eau et celle du squelette respectivement pour des longueurs de fissure initiales $2a_0$ de 25,5 mm et 14,0 mm sont présentées sur les figures 7.23 et 7.24.

En traçant l'énergie en fonction de l'augmentation de la longueur de la fissure $\Delta(2a)$ on remarque que la pente A_r est la même quelque soit la longueur de la fissure initiale comme le montre les figures 7.25, 7.26 et 7.27. En observant ces trois figures, nous constatons que l'énergie de fissuration du squelette (figure 7.25) est beaucoup plus variable que celle obtenu avec les huiles (figures 7.26 et 7.27). Ceci s'explique par la variabilité spatiale dans la répartition du squelette. Les travaux de Soulié et Masengo (1994) ont montré qu'il y a une grande variabilité spatiale de la teneur en eau dans l'argile et du même coup celle du squelette (argile saturée). L'énergie de fissuration du squelette + eau est relativement moins variable à cause de l'effet de compensation apportée par la présence de l'eau. Les pentes ont été calculées et les résultats compilés dans le tableau 7.7. Sur le tableau il a été ajouté les résultats de la différence d'énergie (énergie de fissuration de l'eau) entre les essais avec les huiles et ceux avec l'eau. On remarque dans ce cas aussi un comportement similaire à ceux décrit plus haut.

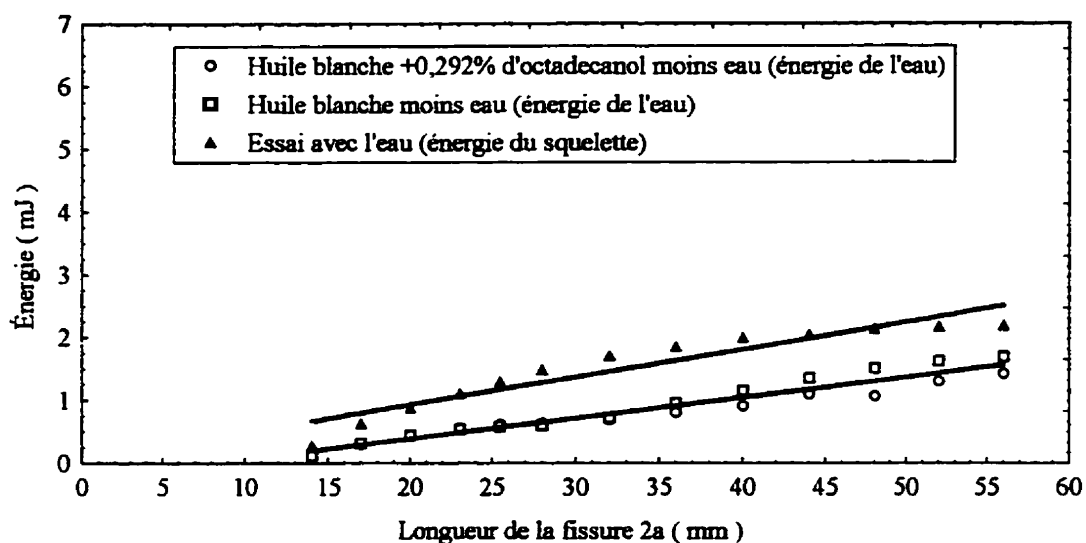


Figure 7.24 : Comparaison de l'énergie de fissuration du squelette et celle de l'eau pour $2a_0 = 14,0$ mm

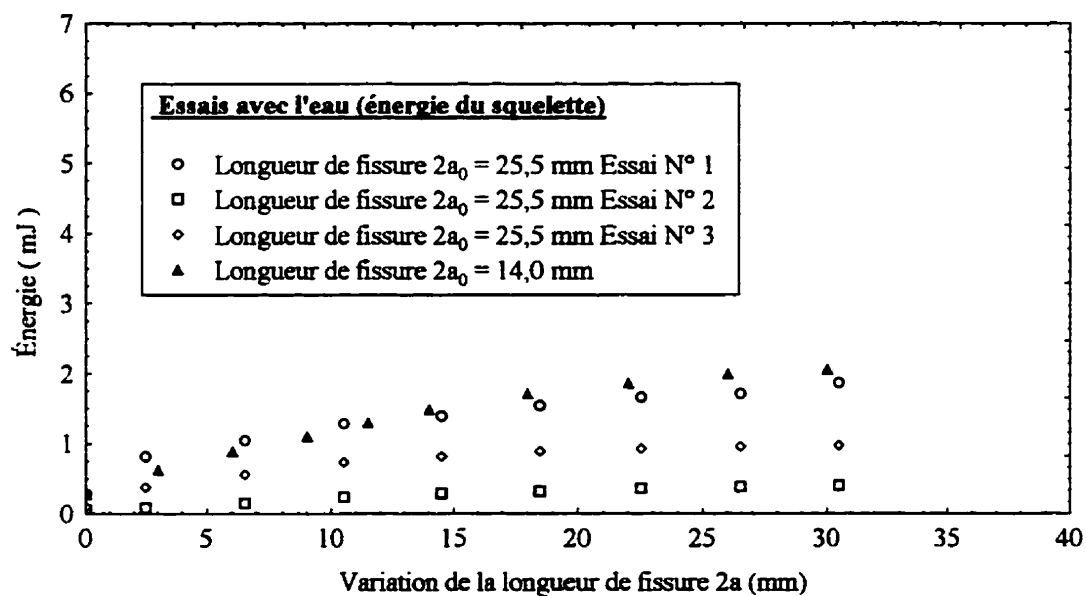


Figure 7.25 : Indépendance de l'énergie de fissuration de la longueur de la fissure initiale pour les essais avec l'eau (énergie du squelette)

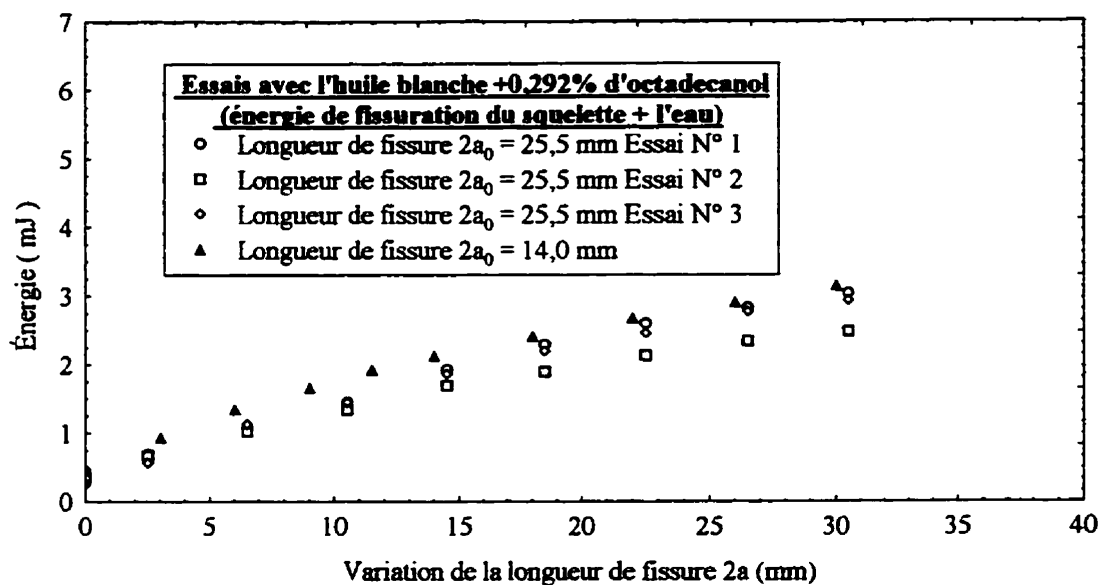


Figure 7.26 : Indépendance de l'énergie de fissuration (squelette + eau) de la longueur de de la fissure initiale pour les essais avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol

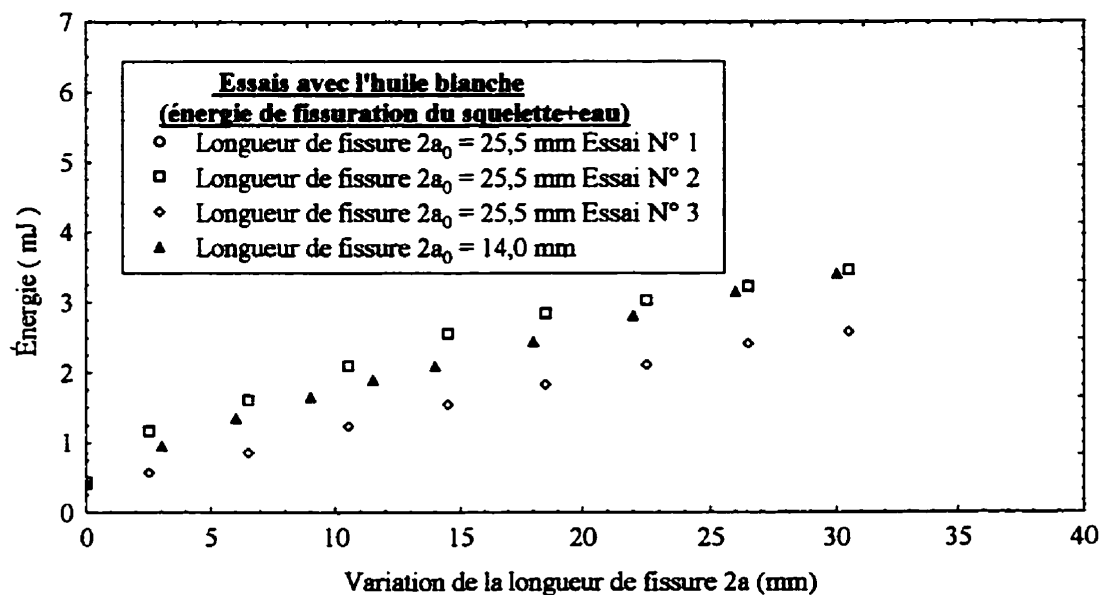


Figure 7.27 : Indépendance de l'énergie de fissuration (squelette + eau) de la longueur de la fissure initiale pour l'essai avec l'huile blanche

Ayant trouvé que l'énergie de fissuration totale et celle du squelette sont indépendantes de la longueur de la fissure initiale $2a_0$, nous pouvons faire la moyenne de toutes ces énergies pour trouver l'énergie de fissuration totale et celle du squelette. Ces différentes énergies sont présentés sur les figures 7.28 (squelette) et 7.29 (squelette + eau). La différence des deux courbes qui représente la contribution de l'eau à l'énergie est montrée sur la figure 7.30. La comparaison des différentes énergies (figure 7.31) montre que l'énergie de fissuration de l'eau est du même ordre de grandeur que celle du squelette montrant le rôle important de l'eau dans la fissuration. Les différentes pentes calculées à partir des figures 7.28 à 7.30 sont présentées sur le tableau 7.8 ci-dessous.

Tableau 7.8 : Récapitulatif du calcul des énergies de surface

	A_γ (mJ/m)	γ (mJ/m ²)	$\gamma/\gamma_{\text{Totale}} \times 100$
Squelette	33,13	165,65	39,36 %
Eau	59,46	297,30	60,64 %
Totale	92,58	462,90	100 %

Sur le tableau 7.8, nous avons aussi présenté le pourcentage des tensions interfaciales par rapport à la tension interfaciale du squelette + eau.

Les énergies de surfaces présentées dans le tableau 7.8 sont surestimées à cause du fait que ces valeurs sont obtenues par unité de surface apparente et non réelle : la surface de

Tableau 7.7 : Résultats du calcul des pentes de la courbe de l'énergie en
fonction de la longueur de la fissure initiale

Type de fluide	2a ₀ (mm)	Pente A _r (mJ/m)				γ (mJ/m ²)
		N°1	N°2	N°3	Moyenne des essais	
Huile blanche +0,292% d'octadecanol	25,5	88,34	69,17	88,15	81,88	407,4
Huile blanche +0,194% d'octadecanol	25,5	84,27	90,17	97,44	90,63	453,2
Huile blanche	25,5	92,27	87,83	74,21	84,92	424,6
Eau	25,5	44,30	12,01	25,79	27,37	136,9
Huile blanche +0,292% d'octadecanol	14,0	71,01	—	—	71,01	355,1
Huile blanche	14,0	81,17	—	—	81,17	405,9
Eau	14,0	43,87	—	—	43,87	219,4
HB2 - Eau	25,5	54,52	—	—	54,52	272,6
HB1 - Eau	25,5	63,26	—	—	63,26	316,3
HB - Eau	25,5	57,55	—	—	57,55	287,8
HB2 - Eau	14,0	27,13	—	—	27,13	135,7
HB - Eau	14,0	37,86	—	—	37,86	189,3

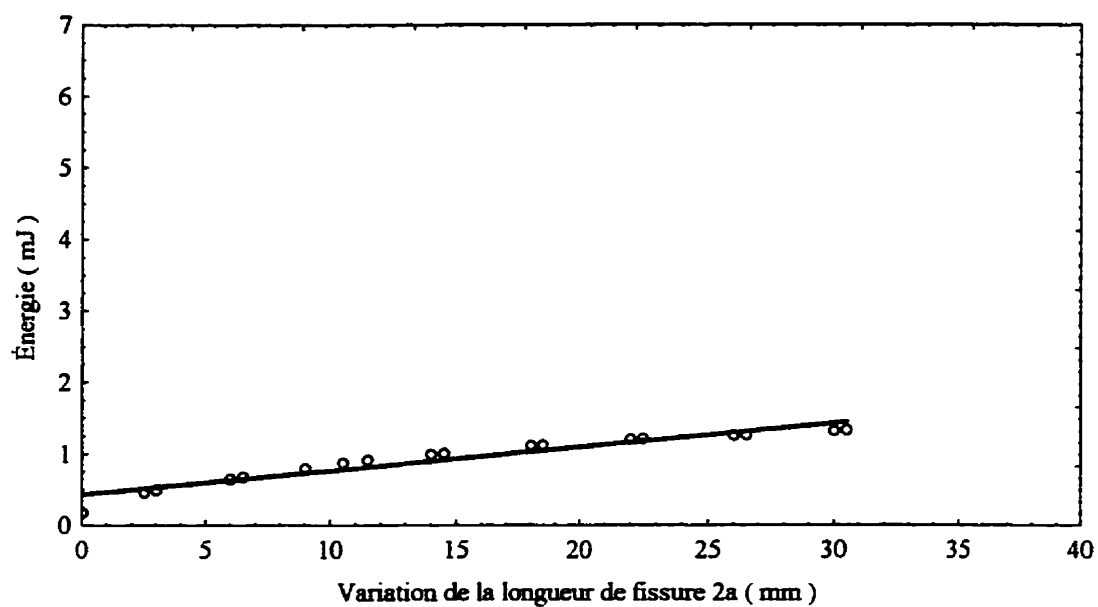


Figure 7.28 : Énergie de fissuration du squelette en fonction de $\Delta (2a)$

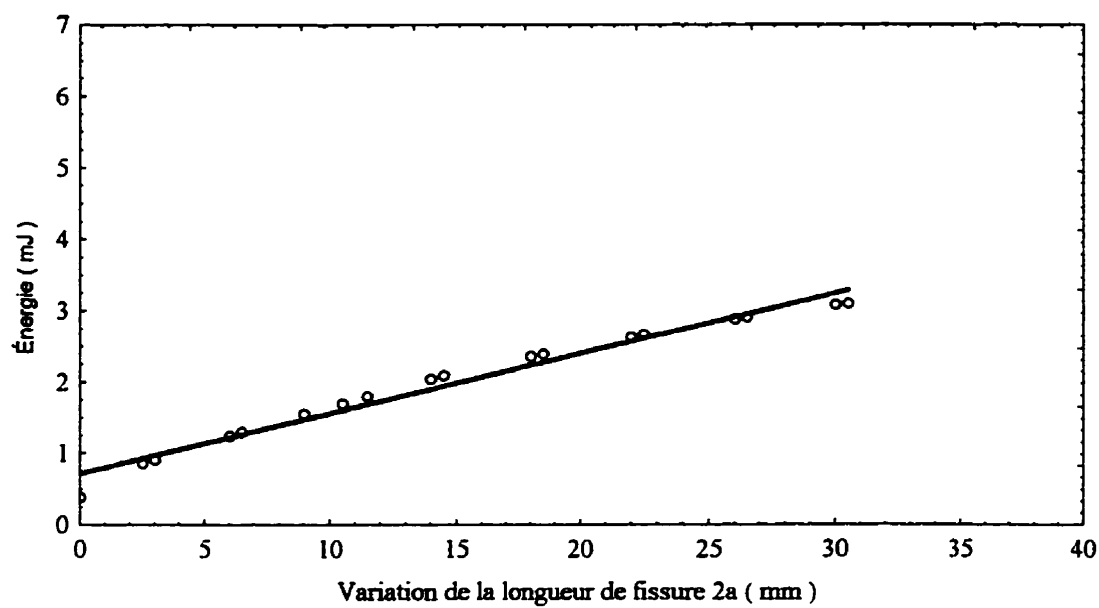


Figure 7.29 : Énergie de fissuration totale (squelette + Eau) en fonction de $\Delta (2a)$

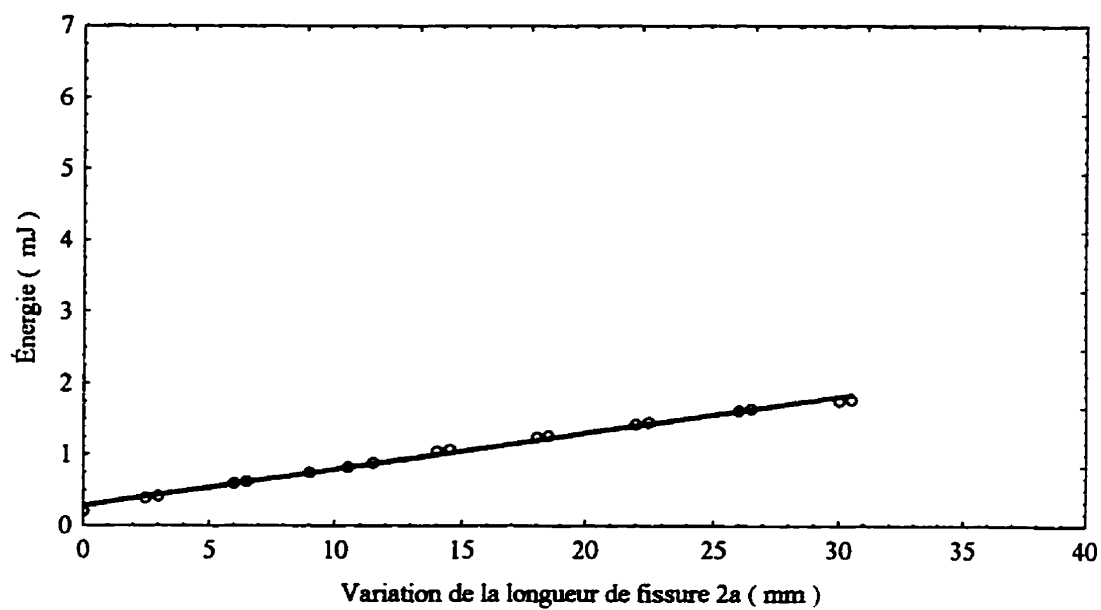


Figure 7.30 : Énergie de fissuration de l'eau en fonction de $\Delta (2a)$

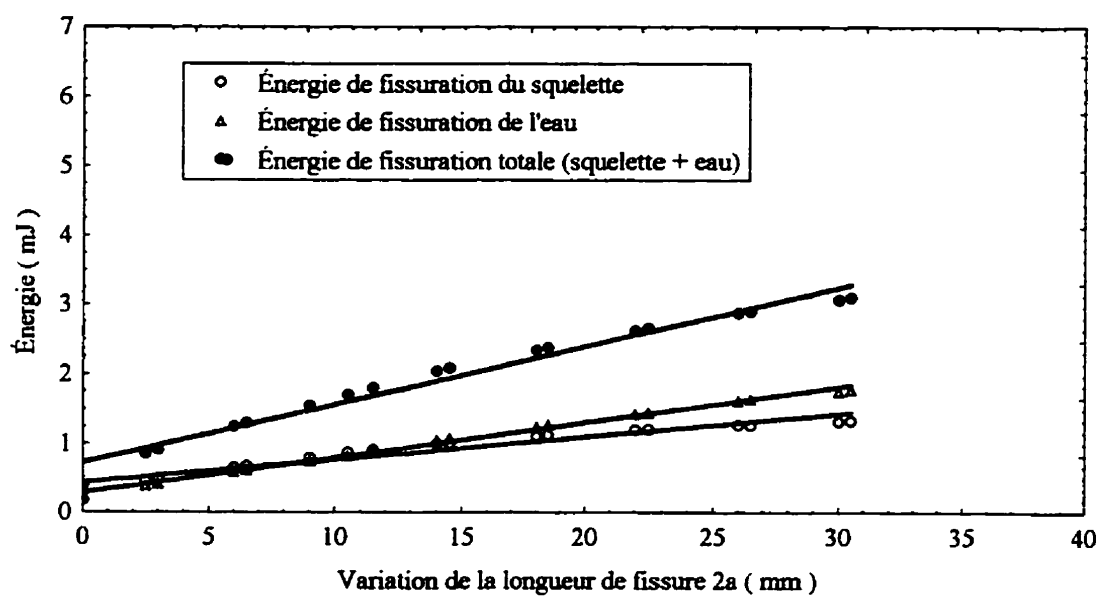


Figure 7.31 : comparaison des différentes énergies de fissuration

rupture réelle, à cause de sa nature fractale (figure 7.32), est plus grande que la surface apparente. Les résultats nous montrent qu'on a une énergie de fissuration de l'eau aussi importante que celle du squelette, indiquant qu'il y a fissuration de l'eau.

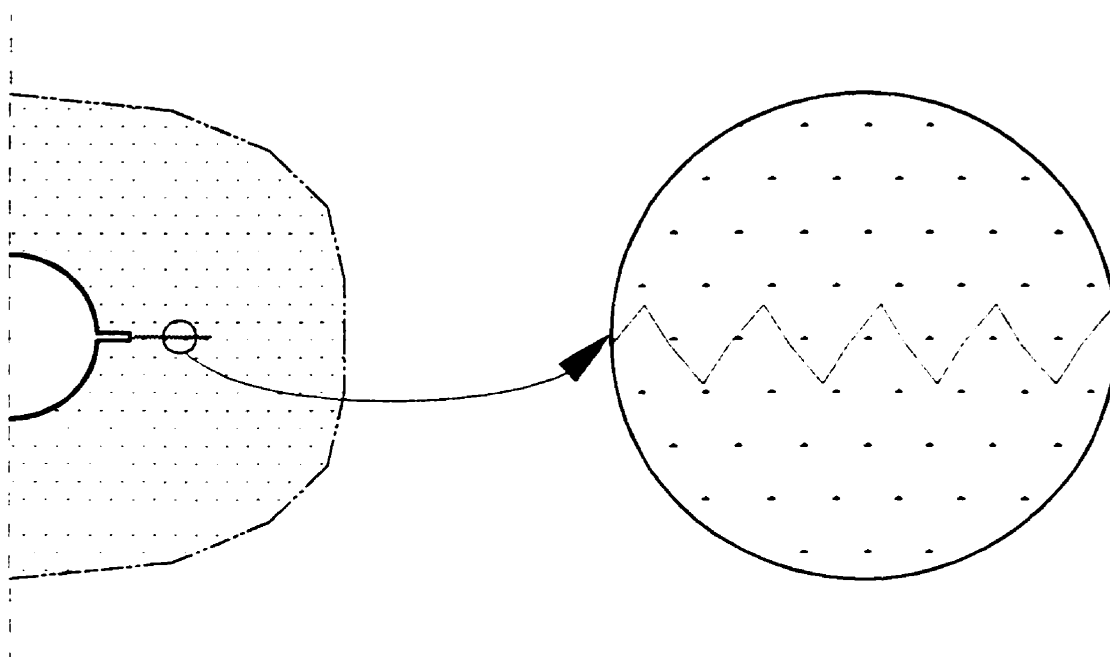


Figure 7.32 : Nature fractale de la surface d'une fissure

7.4 Discussion

Les fractions représentant les contributions de l'eau interstitielle et du squelette au facteur d'intensité de contrainte totale et à la tension interfaciale sont les mêmes comme le montrent les tableaux 7.2 et 7.8. Ces résultats nous montrent que la contribution de l'eau et celle du squelette sont pareilles en utilisant les deux approches (Facteurs

d'intensité de contraintes et calcul de l'énergie de fissuration)

Le calcul des facteurs d'intensité de contraintes nous indique que la rupture en traction a lieu quand les deux phases atteignent leurs limites de rupture respectives. Ces résultats sont confirmés par l'approche énergétique qui indique clairement la présence d'une énergie de fissuration de l'eau et de celle du squelette.

Le critère de rupture en traction est donc une fonction de la contrainte effective et de la pression interstitielle. Il n'est pas uniquement fonction de la contrainte totale. Le critère de rupture en traction est en contraintes mixte soit dépendant de σ ou σ' et de u .

CHAPITRE VIII

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

8.1 Conclusions

Ce travail de recherche a porté sur l'étude des mécanismes de fissuration dans les argiles saturées. Les principaux objectifs étaient de démontrer que pendant une rupture en traction on a fissuration de l'eau et de caractériser l'énergie s'y rattachant ainsi que celle de la fissuration du squelette. Pour ce faire, nous avons fait des essais de fracturation PHCFT (Polytechnique Hollow Cylinder Fracture Test) sur un échantillon cylindrique creux avec une fissure initiale. Les essais ont été effectués sans membrane intérieure et extérieure avec l'échantillon baignant entièrement dans des fluides de tensions interfaciales différentes avec l'eau. Plusieurs longueurs de fissures initiales ont été considérées.

Les essais avec les fluides peuvent être divisés en deux groupes qui sont : le cas $\gamma_{WF} = 0$ où le fluide utilisé est l'eau et le cas $\gamma_{WF} \neq 0$ pour les huiles et l'air.

- Les essais avec l'eau ($\gamma_{WF} = 0$) représentent le comportement du squelette et donnent des résultats différents de ceux des autres fluides utilisés (les huiles et l'eau) où $\gamma_{WF} \neq 0$.

- Les autres fluides où $\gamma_{WF} \neq 0$ donnent tous des résultats similaires : il n'y a donc pas d'influence de la tension interfaciale dans ce cas sur les essais de fracturation (PHCFT).

Même si en fonction des tensions interfaciales, les pressions interstitielles sont différentes initialement, les pressions interstitielles tendent vers la même valeur dès que l'échantillon

subit des déformations parce que le rayon du ménisque à l'interface fluide-eau s'adapte de façon à ce que le rapport γ_{WF}/r_c corresponde à une valeur de la pression interstitielle donnée. Ces essais avec les fluides où $\gamma_{WF} \neq 0$, représentent le comportement du squelette + eau.

La différence entre les résultats des essais avec des fluides où $\gamma_{WF} \neq 0$ et l'eau où $\gamma_{WF} = 0$ représente la contribution de l'eau interstitielle. Cette différence ne peut pas être expliquée par les conditions initiales des essais, car la concentration de contrainte en bout de fissure due à cette différence est très élevée comme le montrent les résultats théoriques.

Des essais triaxiaux (UU) sur une argile consolidée préalablement à 200 kPa sans membrane (en utilisant les différents fluides et une membrane) ont été effectués pour voir leur influence sur la résistance. Les résultats sont similaires à ceux des essais de fracturation PHCFT, c'est-à-dire sont classés en deux groupes selon que $\gamma_{WF} = 0$ pour l'eau ou $\gamma_{WF} \neq 0$ pour les autres fluides. Les résultats des essais avec les fluides où $\gamma_{WF} \neq 0$ sont identiques à ceux avec l'utilisation de la membrane confirmant ainsi les effets de membrane. Ces résultats sont très importants, car dans le cas des essais où l'utilisation de membrane est délicat ou impossible, on peut utiliser un fluide avec $\gamma_{WF} \neq 0$ à la place de la membrane.

L'analyse des résultats a été faite en calculant les facteurs d'intensités de contraintes et les énergies de fissuration.

- Le calcul des facteurs d'intensité de contraintes critiques montre que la rupture a lieu quand celui dû au squelette K_I' atteint une certaine valeur, ainsi que celui dû au squelette + eau K_I . Comme trouvée théoriquement, la différence des deux résultats, représente le facteur d'intensité de contrainte dû à l'eau K_I^w .
- Le calcul des énergies de fissuration indique une relation linéaire avec la longueur de la fissure aussi bien pour le squelette que pour le squelette + eau. De plus l'énergie de fissuration est indépendante de la longueur de la fissure initiale. La différence entre l'énergie de fissuration du squelette + eau (essais avec les fluides où $\gamma_{WF} \neq 0$) et celle du squelette (essai avec l'eau $\gamma_{WF} = 0$) représente ainsi l'énergie de fissuration de l'eau.

Dans les deux cas, la fraction représentant la participation du squelette ou celle de l'eau, à l'énergie de fissuration totale ou au facteur d'intensité de contrainte totale sont les mêmes.

A partir des différents résultats, nous avons conclu que le critère de rupture en traction n'est pas en contrainte effective. La rupture est en contrainte mixte ($f(\sigma, u)$ ou $f(\sigma', u)$), car elle a lieu quand les deux composantes de l'argile saturée parviennent à la rupture.

8.2 Recommandations

Cette étude a permis de comprendre un peu mieux le comportement en traction des argiles saturées. Mais il reste encore beaucoup à faire afin de cerner le comportement complexe

des argiles saturées en traction. Pour ceux qui aimeraient faire de la recherche dans le même sens, nous recommandons de faire les études suivantes :

- des essais de fracturation (PHCFT) pendant lesquels on peut observer la propagation, mesurer la longueur de la fissure et mesurer la pression interstitielle en bout de fissure ;
- des essais de traction en suivant différents cheminements de contrainte afin d'étudier son influence sur la résistance à la traction ;
- des essais de traction en faisant varier la vitesse de déformation afin de voir son influence sur la pression intérieure à la rupture ;
- utiliser l'effet de membrane pour développer de nouveaux essais de traction où il sera possible de consolider à différente pression de consolidation initiale ;
- des essais pour étudier l'effet du rapport de surconsolidation OCR ;
- des essais pour étudier les cas où on a une combinaison de chargement (traction + cisaillement).

RÉFÉRENCES

- ABBA, B. A. (1993). Étude de la résistance à la traction des Argiles. Mémoire de maîtrise (M.Sc.A.) École Polytechnique de Montréal, Canada
- AJAZ, A., & PARRY, R.H.G. (1974). An unconfined direct tension test for compacted clays. J. Testing and Eval. JTEVA, 2 pp. 163-172
- AJAZ, A. & PARRY, R.H.G. (1975a). Analysis of bending stresses in soil beams
Géotechnique Vol. 25 N° 3 Technical Notes pp. 586-591
- AJAZ A. & PARRY R. H. G. (1975b). Stress-strain behaviour of two compacted clays in tension and compression. Géotechnique, 25, pp. 495-512
- AL-HUSSAINI, M. (1981). Tensile properties of compacted soils. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740, Yong, R.N. & Townsend, F.C. pp. 207-225
- ATKINSON, C. & CRASTER, R. V. (1991) Plane strain fracture in poroelastic media, Proc. Roy. Soc., Lond. A434, pp. 605-633
- BAKER, R. (1981). Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes. Soils and Foundations, Japan, 21, pp. 1-17

BHANDARI, R.K.M. (1972). Tensile strength characteristics of cement-treated mixtures.

Proceedings, Symposium on Strength and Deformation Behavior of Soils Mysore

Center of Indian Geotechnical Society pp. 73-82

BISHOP, A.W. & GARGA, V.K. (1969). Drained tension tests on london clay.

Geotechnique, 19, pp. 310-313

BRACE, W. F. (1960). An extension of the Griffith theory of fracture to rock. Journal

of Geophysical Research, 65, pp. 3477-3480

CARNEIRO, F.L.L.E., & BARCELLOS, A. (1953) Concrete tensile strength.

Bull. R.I.L.E.M. PARIS, 13

CASAGRANDE, A. (1949). Notes on swelling characteristics of clay-shales. Harvard

University (Gordon McKay Library

CHARLEZ, Ph. A. (1991). Rock mechanics volume 1. Theoretical fundamentals

Éditions TECHNIP

CHEN W. F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier scientific Publishing

Company New-York.

CLAUSING, D.P. (1959). Comparaison of Griffith theory with Mohr's failure criteria.

Quarterly of the Colorado School of Mines , 54, pp. 285-296.

CONLON, R. J. (1966). Landslide on the toulmestone river, Québec. Can. Geot. J., 3
pp. 113-144

CORTE, A.E. & HIGASHI, A. (1964). Experiemntal research on desiccation cracks in Soil.
Research Report 66, U. S. Army Cold Regions Resrearch and Engineering Lab., Army
Materiel Command, Hanover, New Hamshire, pp. 72

COTTREL, B., & RICE, J.R. (1980). Slightly curved or kinked cracks. Int. J. Fracture,
16 pp.155-169

COULOMB, C.A. (1773). Sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques
problèmes de statique, relatif à l'architecture. Mémoire de Mathematique et de
Physique Académie Royal des Sciences, Paris France.

DAKPO, W. (1993). Mise au point d'un essai triaxial à cylindre creux pour la mesure
de la résistance à la traction de l'argile. Mémoire de maîtrise (M. Sc. A.)
École Polytechnique de Montréal

DASH, U. & LOVELL, C.W. (1972). Tensile strength of clays. Proceedings of the Third
Southeast Asian Conference on Soil Engineering Hong Kong, pp. 204-210

- EIDE, O. (1967). Discussion on shear strength of soft clay. Proc. of Geotech. Conf., Oslo, Norwegian Geotech., Inst., 2 pp. 133-135
- FANG, H. Y. & CHEN, W. F. (1971). New method for determination of tensile strength of soil. Highway Research Record , 354 pp. 62-68
- FANG, H. Y. & FERNANDEZ J. (1981). Determination of tensile strength of soil by unconfined-penetration test. Laboratory Shear Strength of soil. ASTM. STP 740
- GRIFFITH, A.A. (1920). The phenomenon of rupture and flow in solids. Phil. Trans. Roy. Soc. London, A , 221 , pp. 163-197
- GRIFFITH, A.A. (1924). The theory of rupture. Proceedings, 1st International Congress on Applied Mechanics, Delf, Netherlands, pp. 55-62
- HABERFIELD, C.M. & JOHNSTON, I.W. (1989). The relationship between fracture toughness and tensile strength for geomaterial. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng pp. 47-52
- HAEFELI, R. (1951). Investigation and measurements of the shear strength of saturated cohesive soils. Géotechnique , 2 pp.186-208
- HARISON, J. A., HARDIN, B.O. & MAHBOUB, K. (1994). Fracture toughness of

cohesive soils using ring test. Journal of Geotechnique Engineering, 120, pp. 872-891

HASEGAWA, H. & IKENTI, M. (1964). On the strength of disturbed soils In symposium on Rheology and Soil Mechanics, Grenoble, Springer-Verlag, Berlin, pp 207-210

INGLES, O.G. (1962). Bounding forces in soils, Part 3 : A theory of tensile strength for stabilized and naturally coherent soils. Proceedings of the first conference of the Australian Research Board, 1 pp. 1025-1047

INGLES, O.G., & FRYDMAN, B.E. (1963). An examination of some methods for strength measurement in soils. Proceedings of the 4th Australian, New-Zealand Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering pp. 213-219

INGLES, O. G. (1969). Fracture phenomena in stabilized clays. Research Paper N° 129 of the division of soil Mechanics Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, Australia. Reprinted from the Proc. of second Australian Conference on the Mechanics of structures and Materials, University of Adelaide pp. 15.1-15.14

INGLIS, C.E. (1913). Stress in plate due to the presence of cracks and sharp corners. Transaction of the Institute of Navals Architecture, 55, pp 219-230

IRWIN, G. R. (1957). Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. Trans-AMSE. J. Appl. Mech., 24, pp. 361-364

ISRAELACHVILI, J.N. (1991). Intermolecular & Surface forces 2nd ed academic Press Ltd

IVERSEN, K. & MOUM, J. (1974). The paraffin method - triaxial testing without a rubber membrane. Géotechnique , 24 Technical note pp. 665-671

KEZDI, A. (1973). Tensile and flexural strength of earth dam materials. Transaction of the Eleventh International Committee on Large Dams, 3, pp. 165-172

KRISHNAYYA, A.V.G. & EISENSTEIN, Z. (1974). Bresilian tensile test for soils. Can. Geot. J. , 11, pp 632-642

LEE I. K., INGLES, O. C. (1968) Strength and Deformation of Soil and Rock In Soil Mechanics, Selected Topics. Edited by I.K.K, Lee Burtterworths, Sydney, pp. 195-294

LEONARDS, G. A. & NARAIN, J. (1963). Flexibility of clay and craking of dams. J. Soil Mech. Fndn Division ASCE, 89 Part 1, pp. 47-98

McCLINTOCK, F.A. & WALSH, J. (1962). Friction on Griffith cracks in rocks under pressure. U. S. Natn. Congr. Appl. Mech. Berkeley, pp. 1015-1021

MEKALLACH, M. (1987). Propriétés mécaniques des argiles sensibles en relation avec les excavations Mémoire de maîtrise (M.Sc.A.) École Polytechnique de Montréal, Canada

MITCHELL, J. K. (1993). Fundamentals of soils behavior 2nd edition John Wiley & Sons, Inc

MURDOCH, L.C. (1993a). Hydraulic fracturing of soil during laboratoy experiments

Part 1 : methods and observation. Géotechnique , 43 , pp. 255-265

MURDOCH, L.C. (1993b). Hydraulic fracturing of soil during laboratoy experiments

Part 2 : Propagation. Géotechnique , 43, pp. 267-276

MURDOCH, L.C. (1993c). Hydraulic fracturing of soil during laboratoy experiments

Part 3 : theorical analysis. Géotechnique , 43, pp. 277-287

NARAIN J. & RAWAT, P.C. (1970). Tensile strength of compacted soil. Proc. of the

American Society of Civil Eng. J. of the Soil Mech. and Fnd.Division , 96

pp. 2185-2190

NEWMAN, J.C. (1971). An improved of collocation for the stress analysis of cracked plates

with various shaped boundaries. Nasa Technical Note, Nasa Tn. D-6376

PALMER, A. C. & RICE, J. R. (1973). The Growth of Slip Surface in the Progressive Failure

of Over-Consolidated Clay. Proc. R. Soc. Lon. A332, pp. 527-548

PAUL, B. (1961). Modification of the Coulomb-Mohr theory of fracture. J. Appl. Mech. , 28

pp. 259-268

- PETERS, J.F. & LEAVELL, D.A. (1988). Relationship between tensile and compressive strengths of compacted soils. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock ASTM STP 977 pp. 169-88
- RAMIAH, B.K., RAJ, P.P., CHICKANAGAPPA, L.S. & RAGNUNATTH, S.P. (1977). Some studies on the tensile strength of soils. Proc. of the 5th Southeast Asian Conference on Soil Eng., Bangkok Thailand pp. 327-337
- ROOKE, D.P., CARTWRIGHT, D.J. (1976). Compendium of stress intensity factors. London Her Majesty's stationery Office Hillingdon Press Uxbridge, Middx
- SAADA, A.S. (1993). Elasticity theory and applications. 2nd edition Krieger Publishing Company Krieger Drive Malabar, Florida 32950
- SAADA, A.S., CHUDNOVSKY, A. & KENNEDY, M.R. (1985). A Fracture Mechanics Study of Stiff Clays. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. San Francisco , 2 pp. 637-640
- SAWYER, W.M. & FOWKES, F.M. (1956). Monolayers in equilibrium with lenses of oil on water I. Octadecanol and tetradecanoic acid in white oil. J. Phys. Chem. , 60 pp. 1235-1239
- SILVESTRI V. & TABIB C. (1983a). Exact determination of gravity stress in finite elastic slopes: Part I theoretical consideration. Canadian Geotechnical Journal , 20 pp. 47-54

- SILVESTRI V. & TABIB C. (1983b). Exact determination of gravity stress in finite elastic slopes: Part II application . Canadian Geothermal Journal , 20 pp. 55-60
- SKEMPTON, A. W. (1966). Some observation on tectonic shear zone. Proc. First Congr. Inst. Soc. Of Rock Mech. Lisbon, 1 pp. 329-355
- SOULIÉ, M. & MASENGO, E. (1994). Small Scale Variability in Clay Samples. Probability and Materials Tests, Models and Applications. NATO ASI Series E. Applied Sciences. Edited by D. Breyse Kluwer Academic Press, 269 pp. 81-94
- TABOR, D. (1979). Gases, Liquids and solids Cambridge University Press
- TADA, H., PARIS, P.C. & IRWIN, G.R. (1985). The stress analysis of cracks handbook. 2nd edn pp. 475. St Louis : Paris Productions
- TERZAGHI, K. (1923). Die Berechnung Der Durchlässigkeitsziffer Des Tones Aus Dem Verlauf Der Hydrodynamischem Spannungserscheinungen. Sitz Akad. Wissen. Wien Math-Naturw Kl. Abt. IIa, 132, pp. 105-124
- TOWNSEND, D.L., SANGREY, D.A., WALKER, L.K. (1969). The brittle behavior of naturally cemented soil. Proceedings of the 7th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1 pp. 411-417.

- TREMPERLEY, H.N.V. AND CHAMBERS, G. (1946). The behavior of water under hydrostatic tension. Proc. Phys. Soc. London , 53 pp. 420-436
- TSCHEBOTARIOFF, G. P., WARD, E. R., & DEPHILIPPE, A.A. (1953). Tensile strength of disturbed and recompacted soils. Proceedings, 3rd International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering , 1 ICOSOMEF, Zurich
- UCHIDA, I. & MATSUMOTO, R. (1960). On the test of the modulus of rupture of soil sample. Soils and Foundation , 2 pp. 51-55
- VALLEJO, L.E. (1987). The influence of fissures in a stiff clay subjected to direct shear Géotechnique , 37 pp. 69-82
- VALLEJO, L. E. (1993). Shear Stress and the Hydraulic fractureing of the Earth Dam Soils Soils and Fondation, 33, pp. 14-27
- WEIBULL, W. (1930). The phenomenon of rupture in solides. Ingvetensk Akad. Handl, 153.
- WEIBULL, W.(1939). A statistical theory of the strength of materials. Ingvetensk Akad. Handl , 151.
- WESTERGAARD, H.M. (1939). Bearing pressure and cracks J. Appl. Mech., 6, pp 49-53.

WILLIAMS, A.A.B. & JENNINGS, J.E. (1977). The in situ shear behavior of fissured soils

Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng. Tokyo , 2, pp. 169-176

YAMANOUCHI, I., MACHINAGA, R. GOTOH, K. MURATA, H. (1977). Studies of Cut

off Slopes in a Pumice-Flow Soil Deposit and Their Applications to the Design

Standards for an Expressway. Proceedings of the ninth international conference on soil

Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo,

ANNEXE A

COURBES DE FRACTURATION (PHCFT) ET DE

CISAILLEMENT

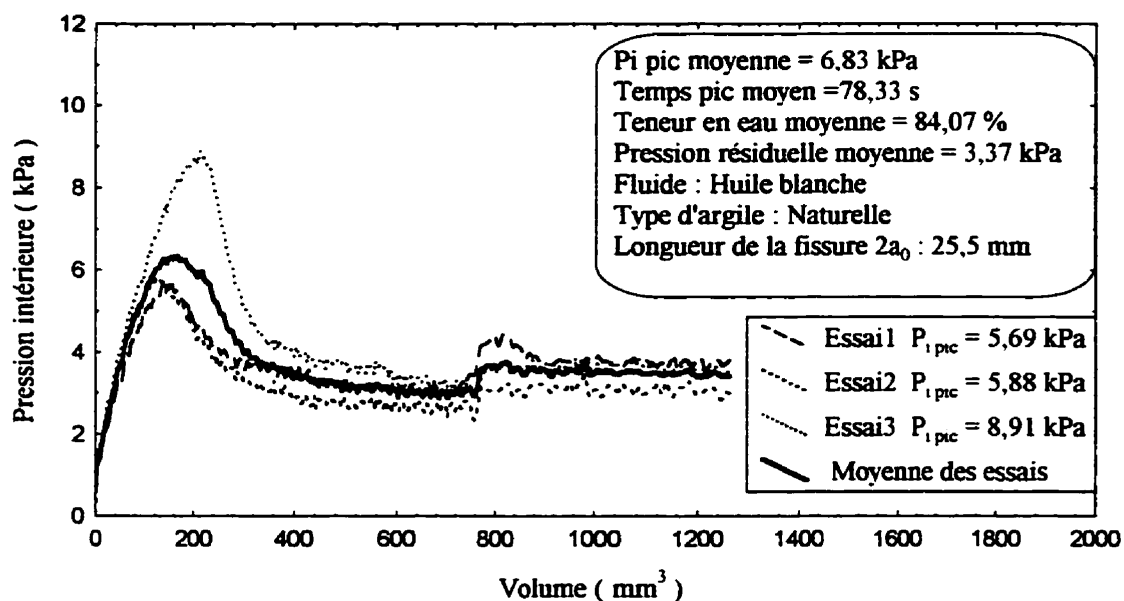


Figure A.1 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

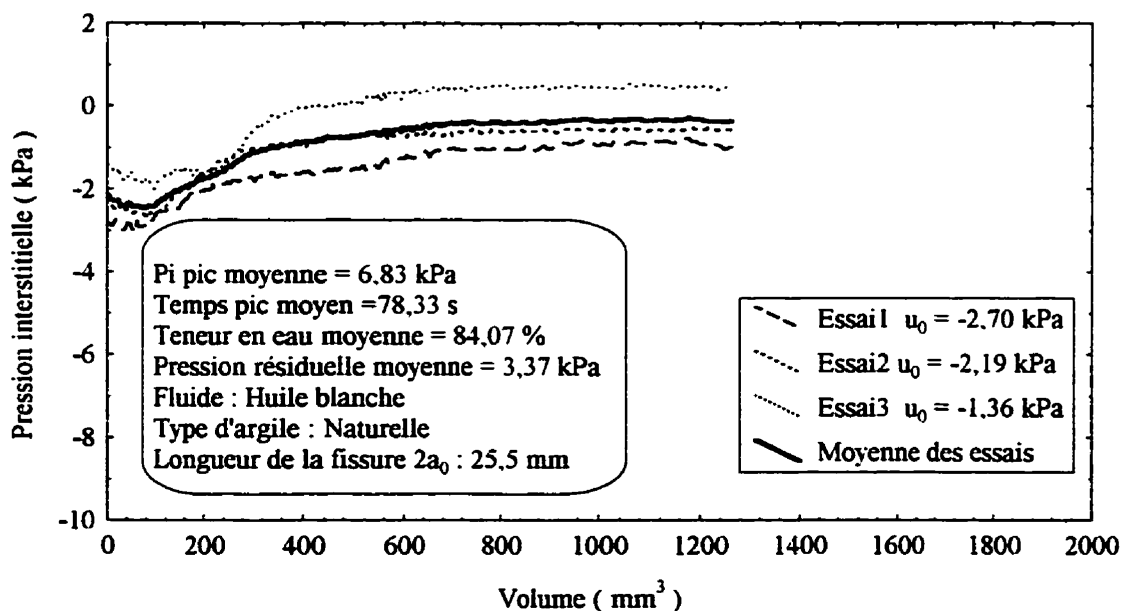


Figure A.2 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

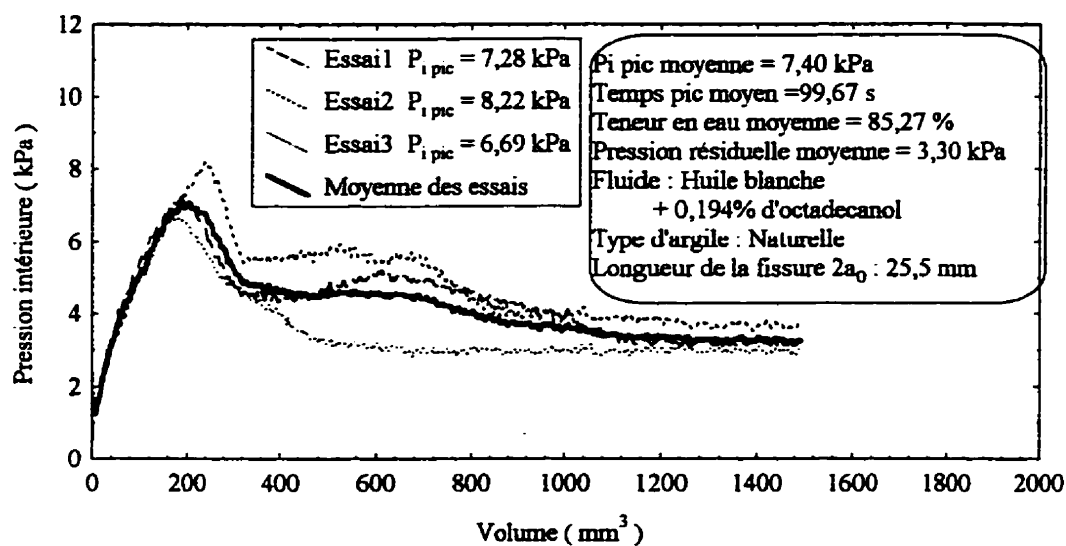


Figure A.3 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

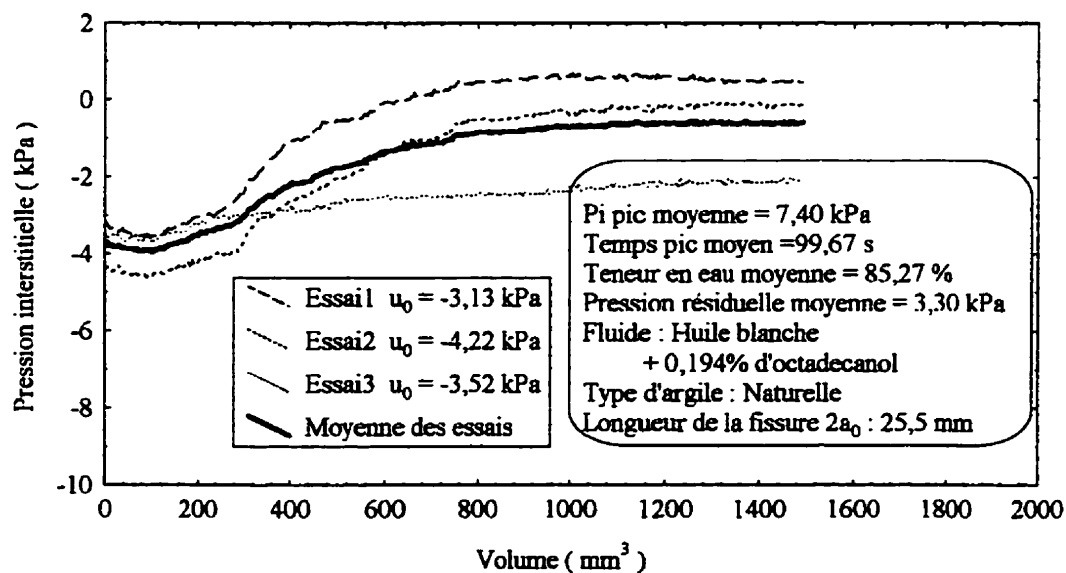
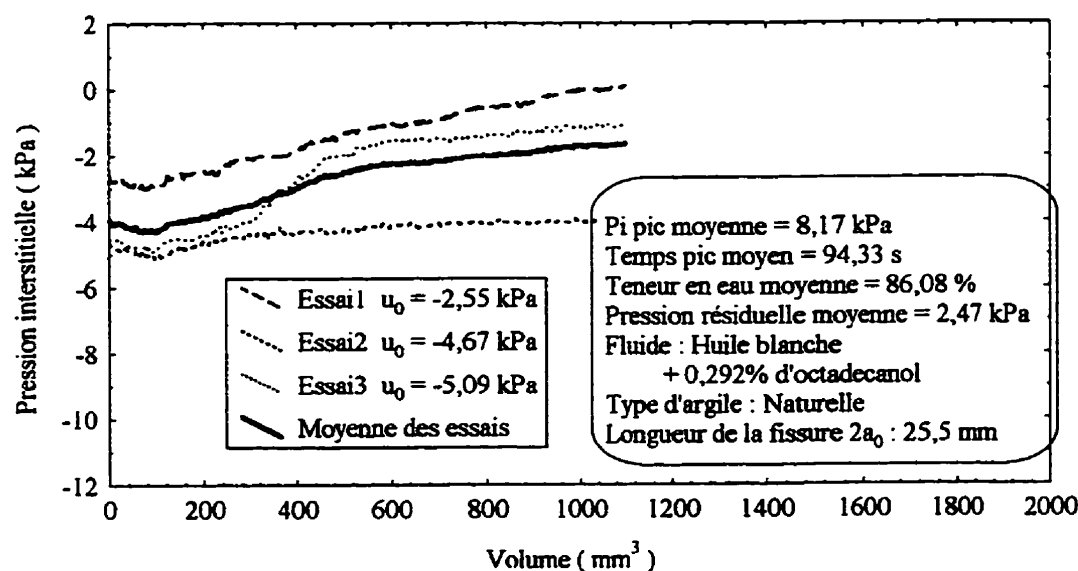
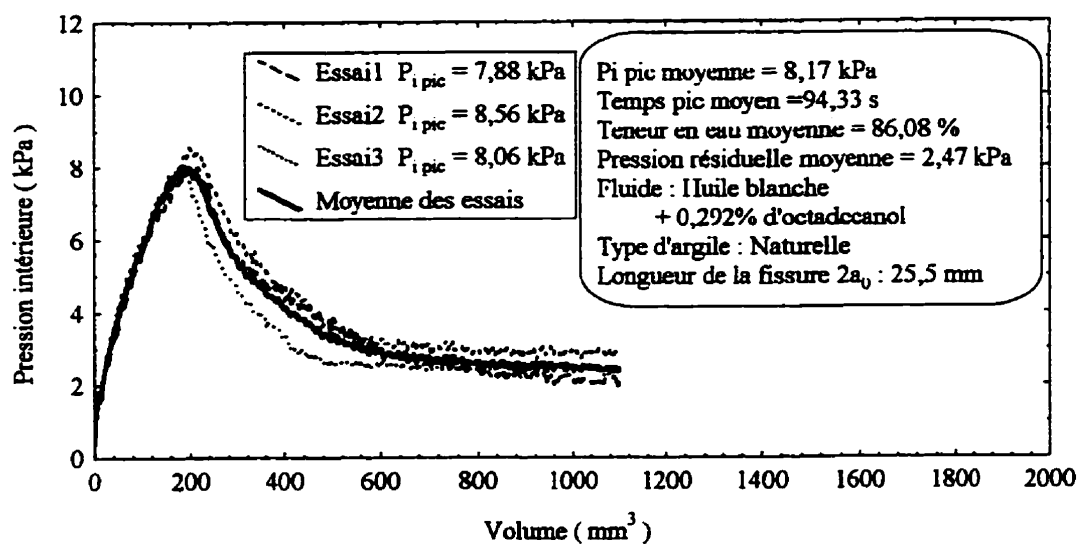


Figure A.4 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$



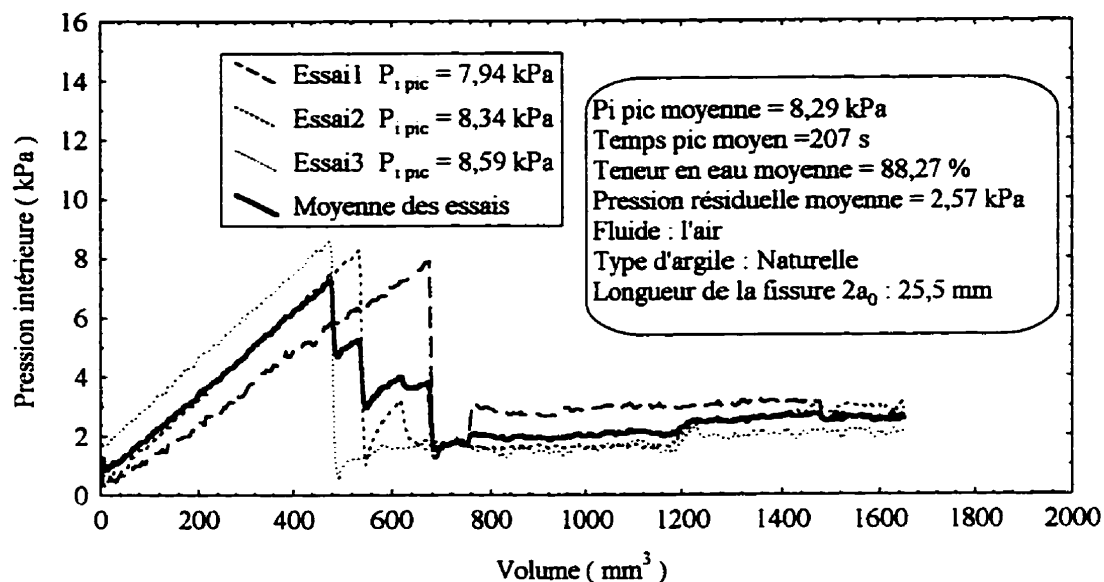


Figure A.7 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

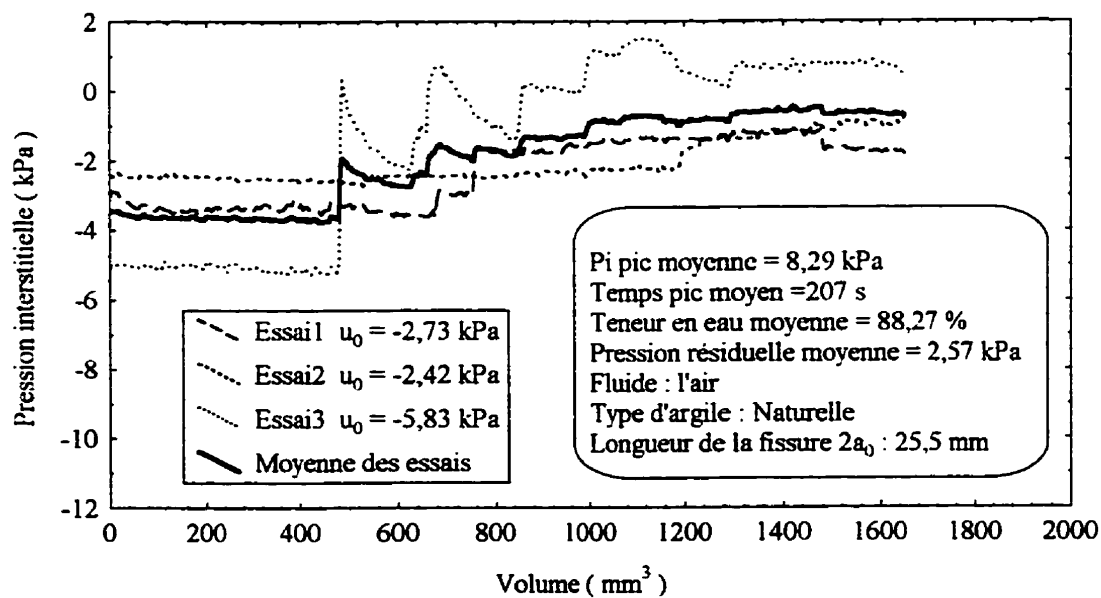


Figure A.8 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile naturelle et $2a_0 = 25,5$ mm

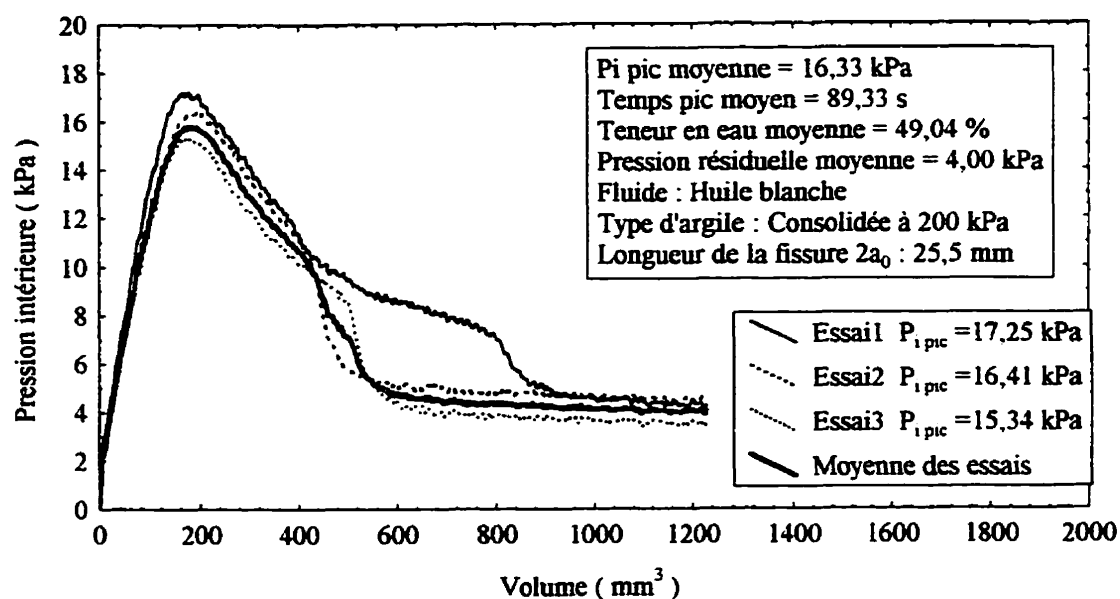


Figure A.9 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour l'argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

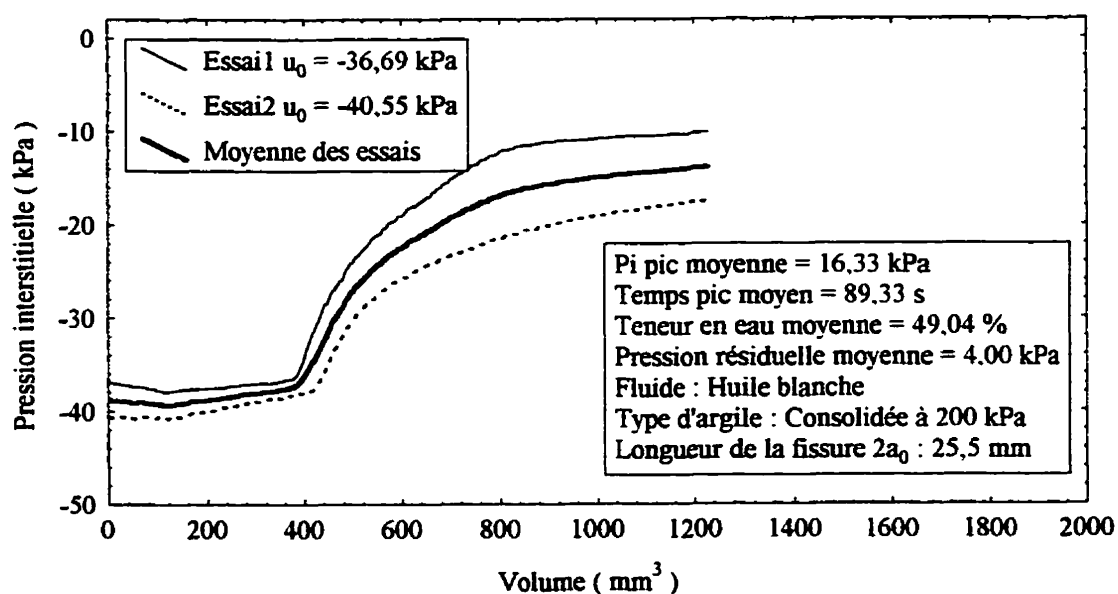


Figure A.10 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une l'argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

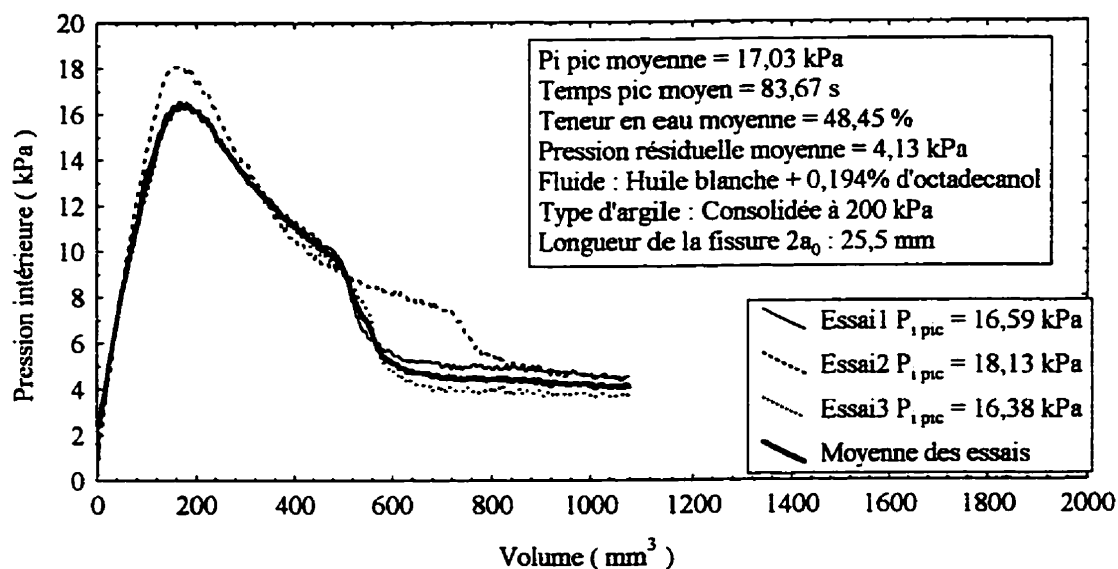


Figure A.11 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

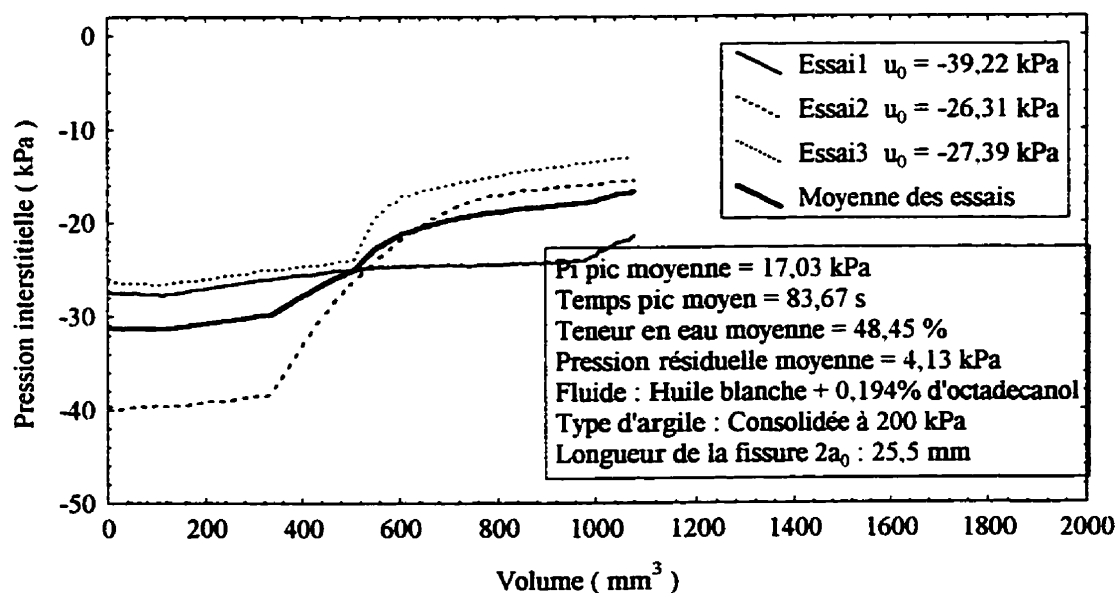


Figure A.12 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,194% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5 \text{ mm}$

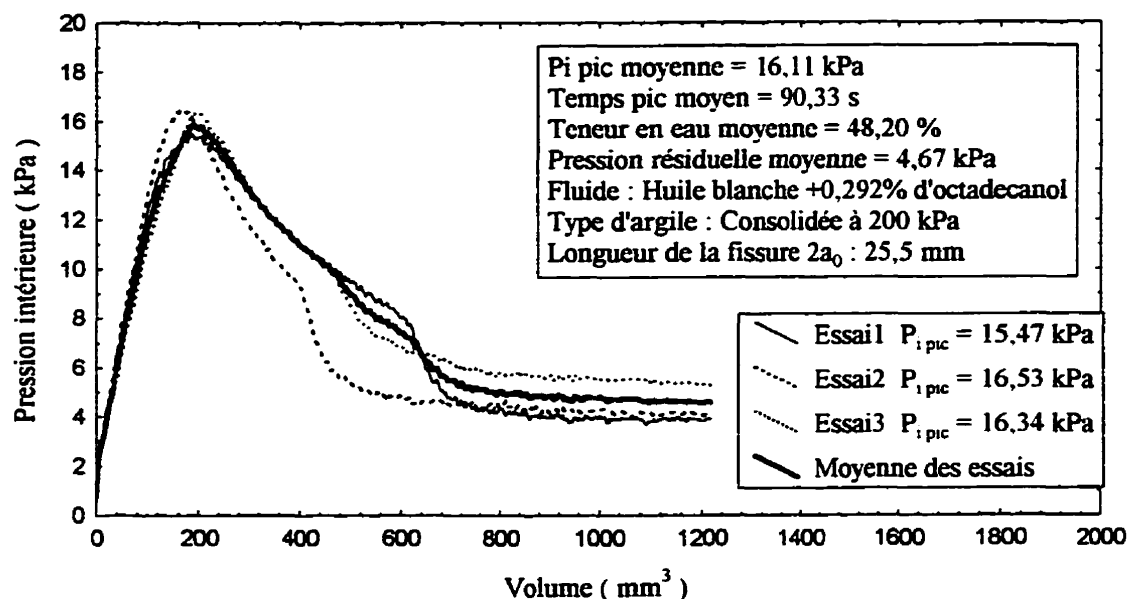


Figure A.13 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

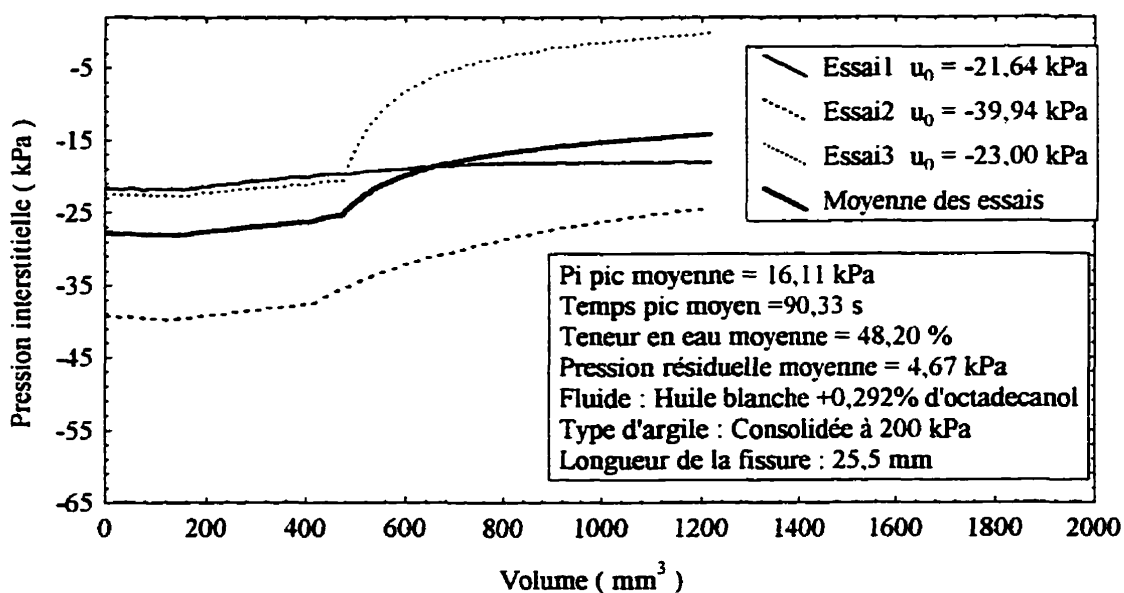


Figure A.14 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et 25,5 mm

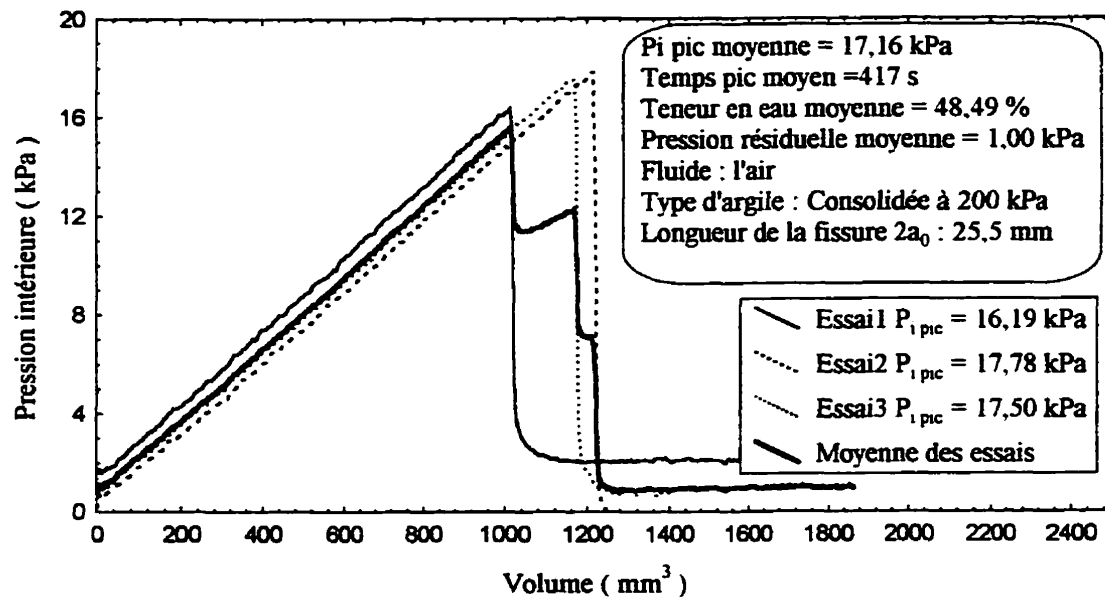


Figure A.15 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

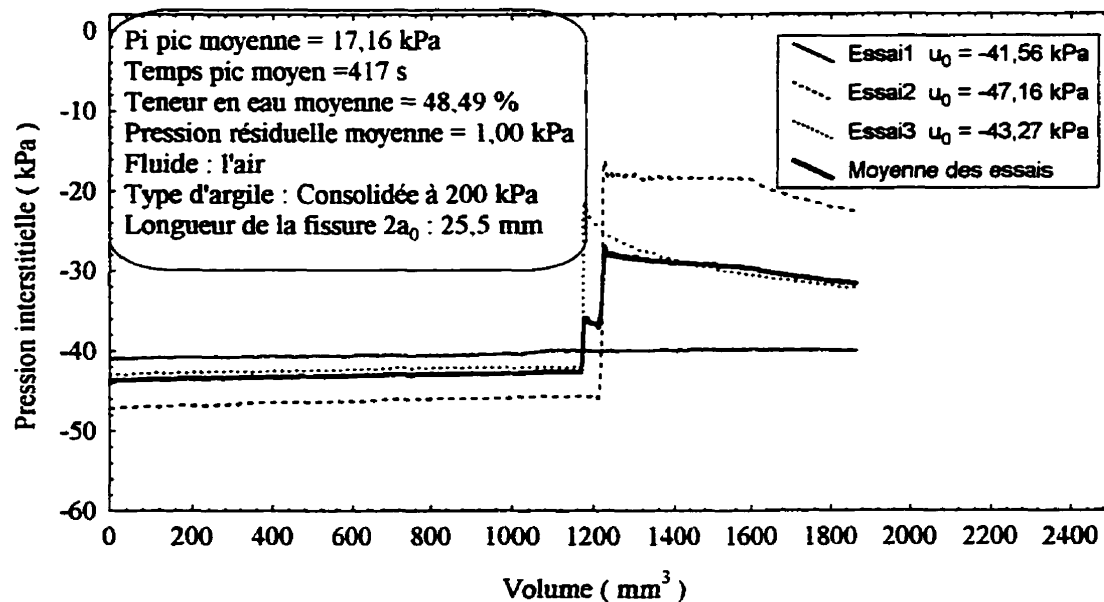


Figure A.16 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour un argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 25,5$ mm

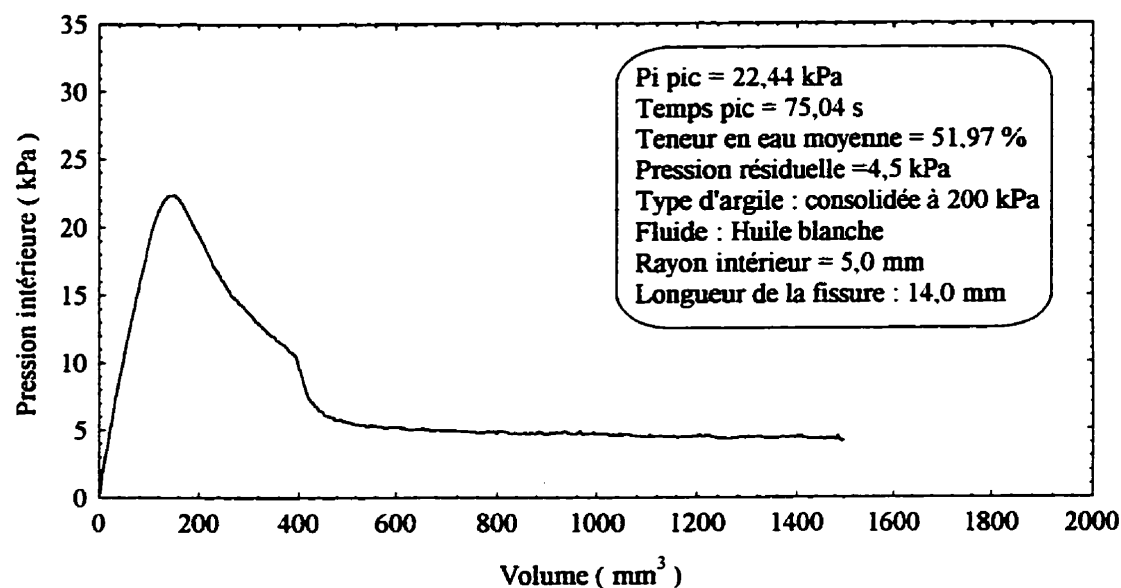


Figure A.17 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

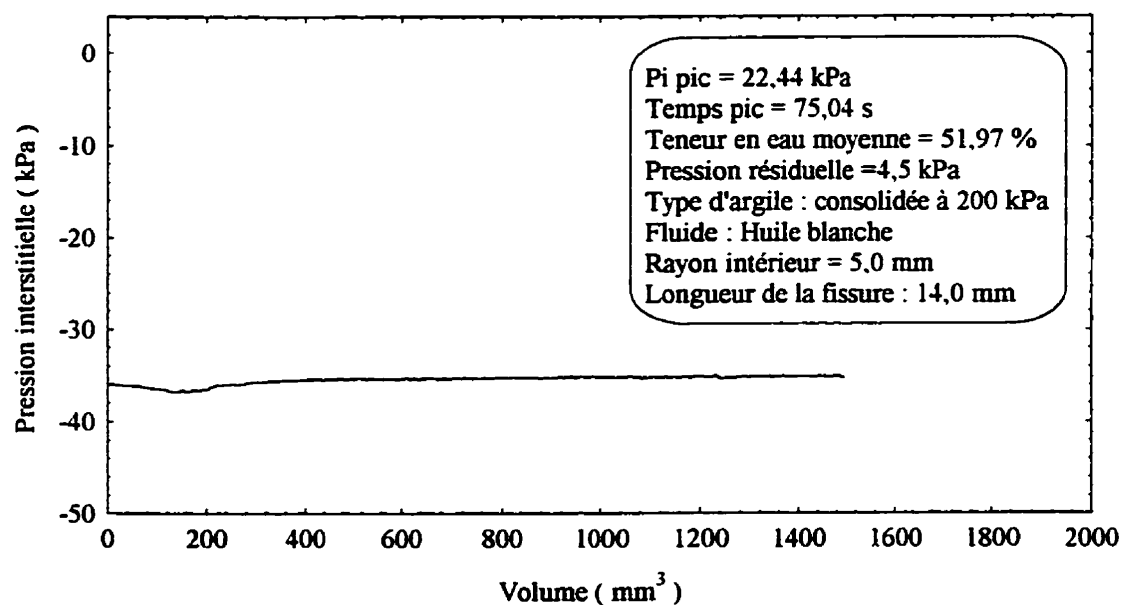


Figure A.18 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

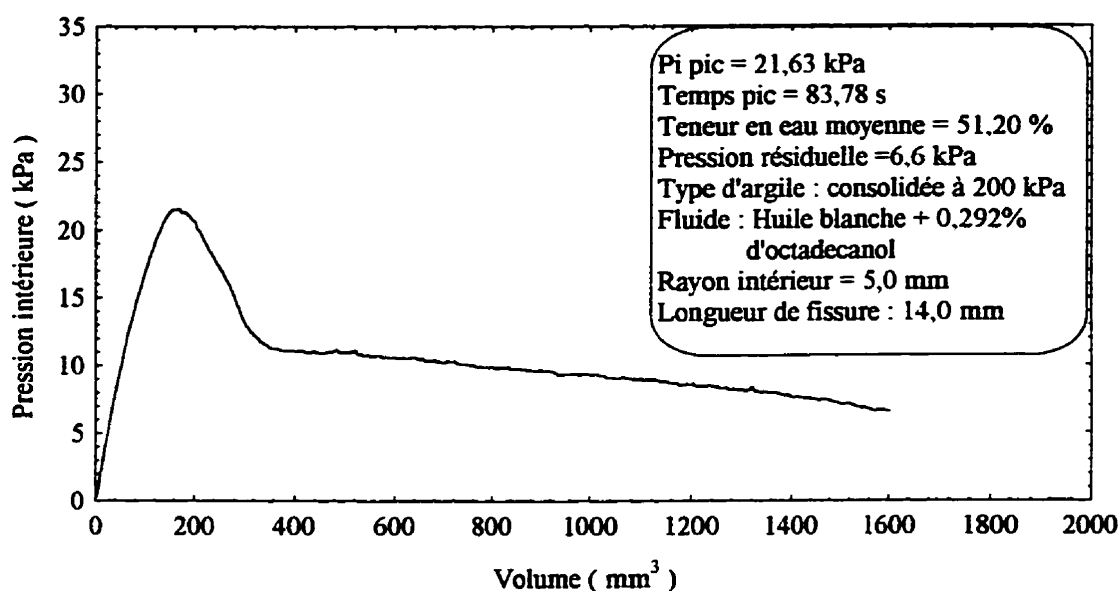


Figure A.19 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

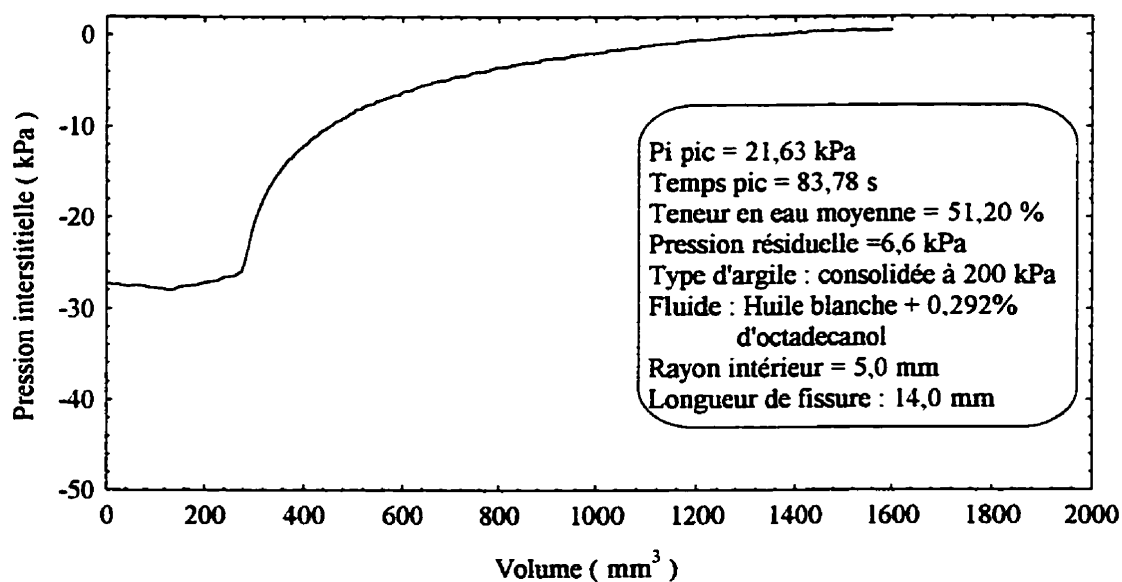


Figure A.20 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

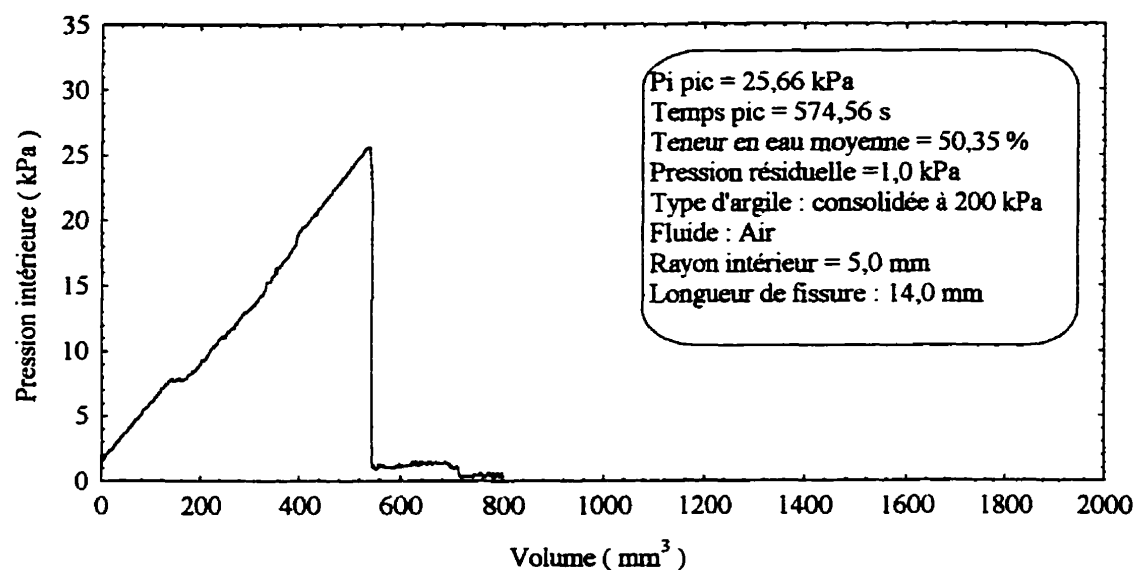


Figure A.21 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

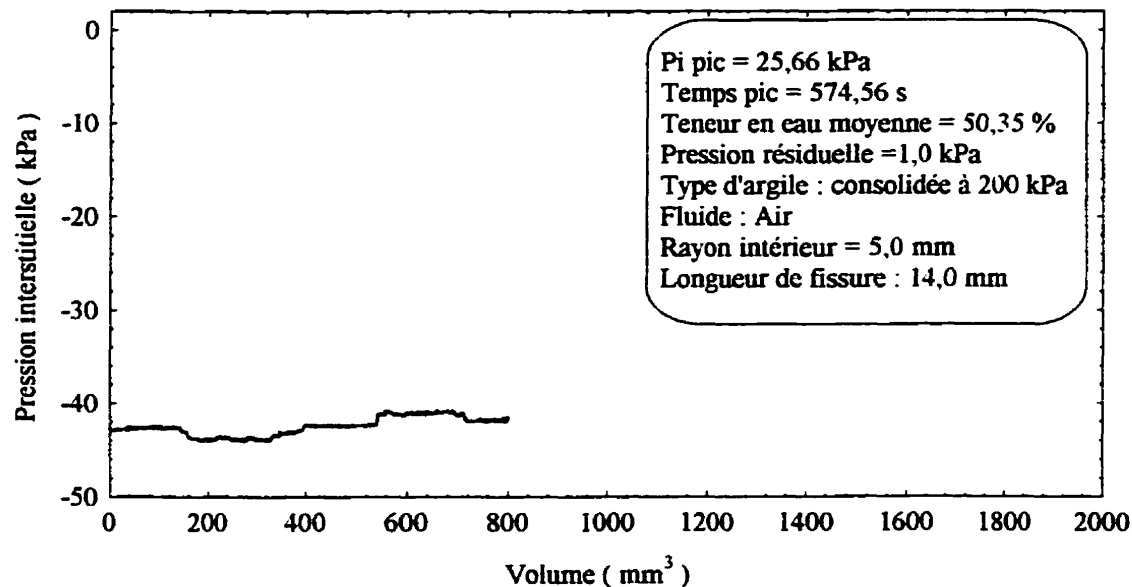


Figure A.22 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et $2a_0 = 14,0$ mm

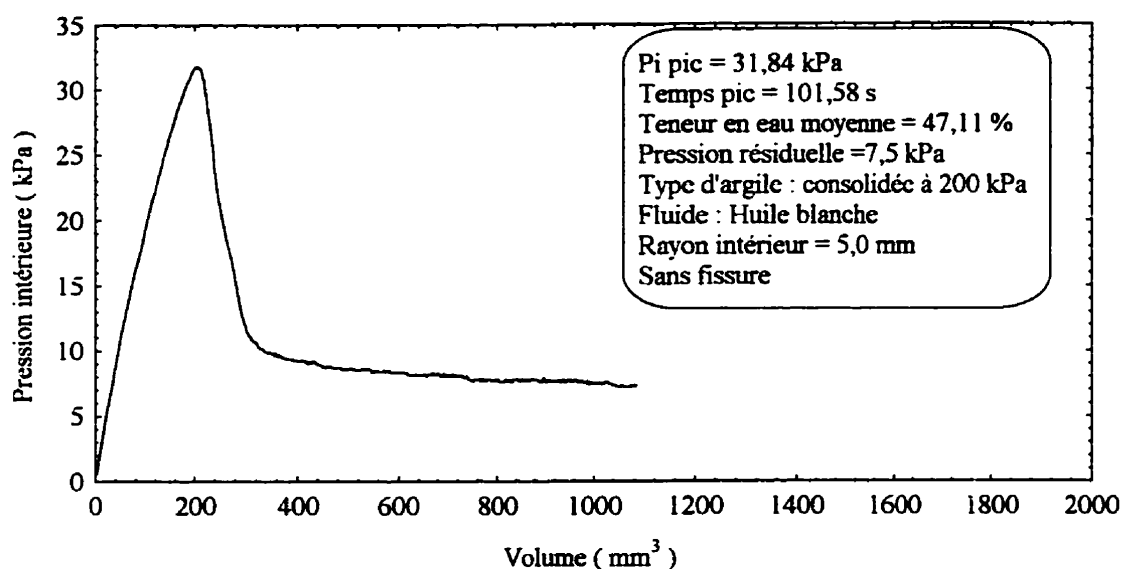


Figure A.23 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

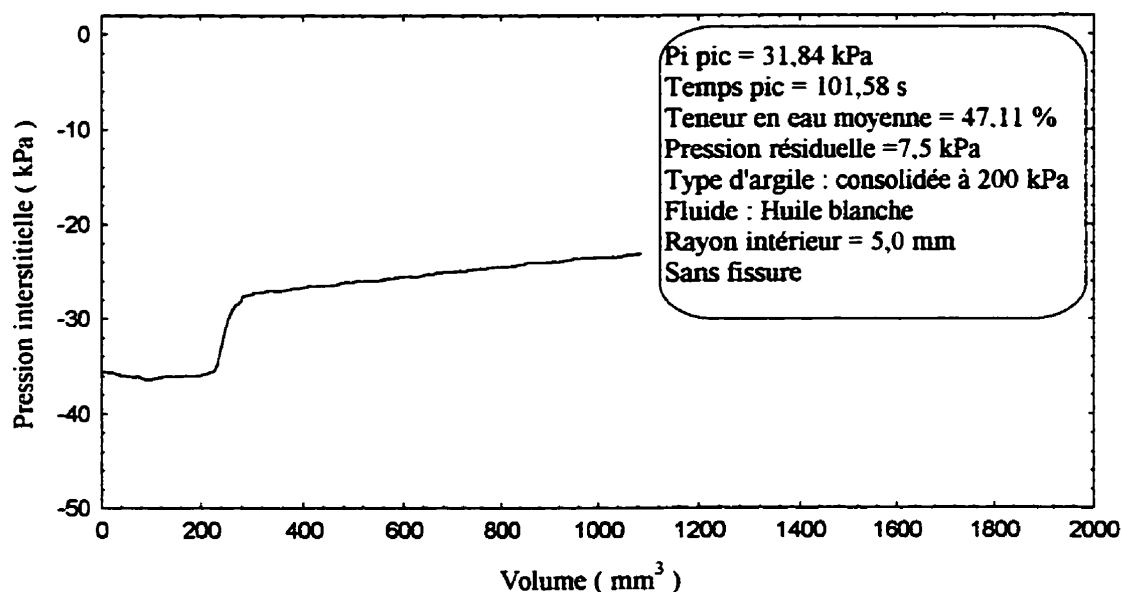


Figure A.24 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

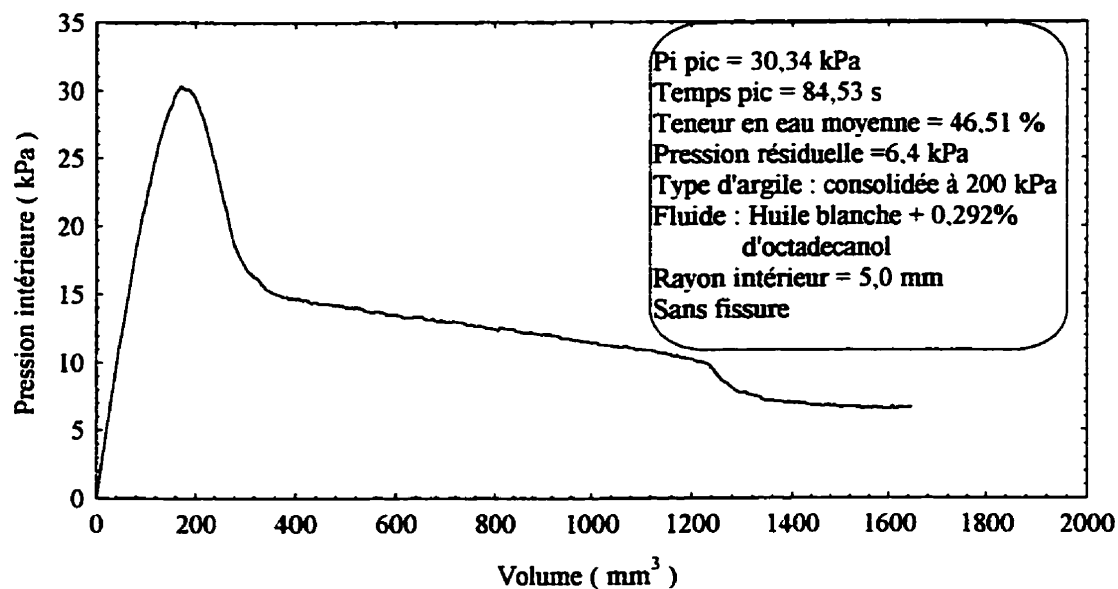


Figure A.25 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

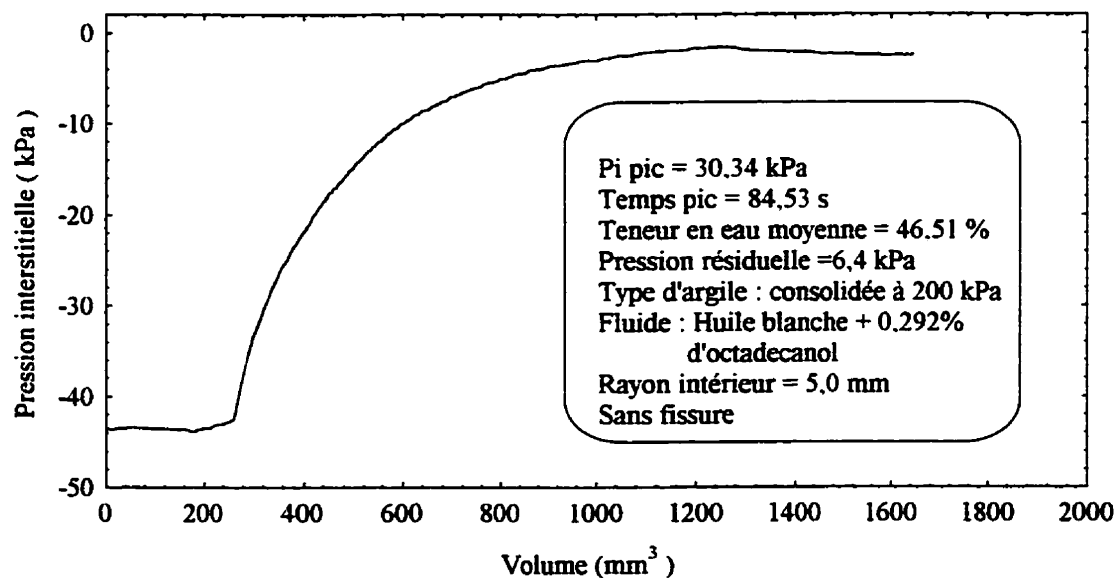


Figure A.26 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'huile blanche +0,292% d'octadecanol, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

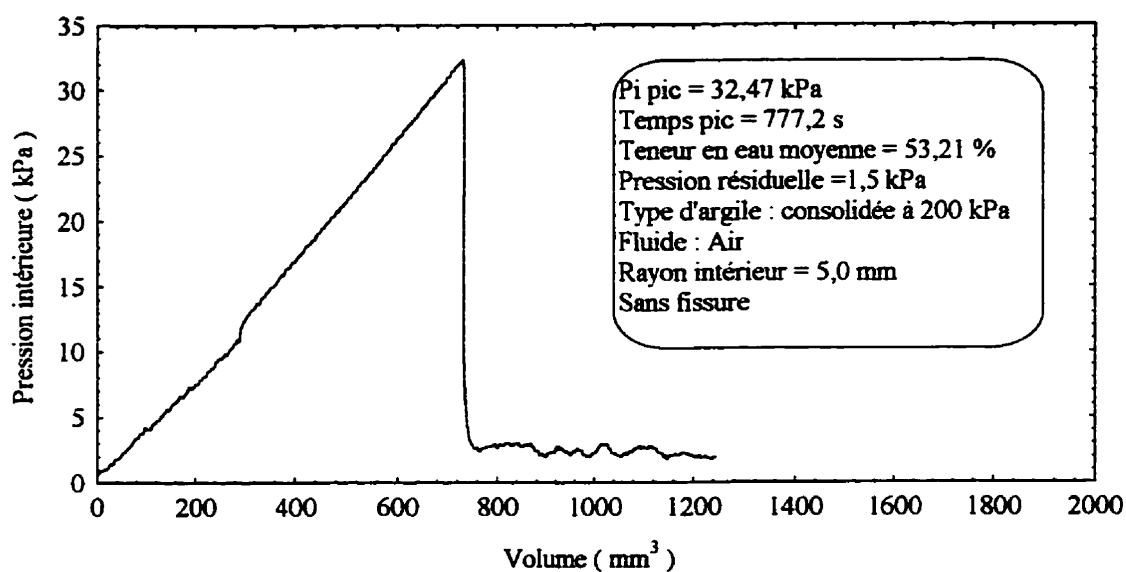


Figure A.27 : Courbe de fracturation (PHCFT) avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

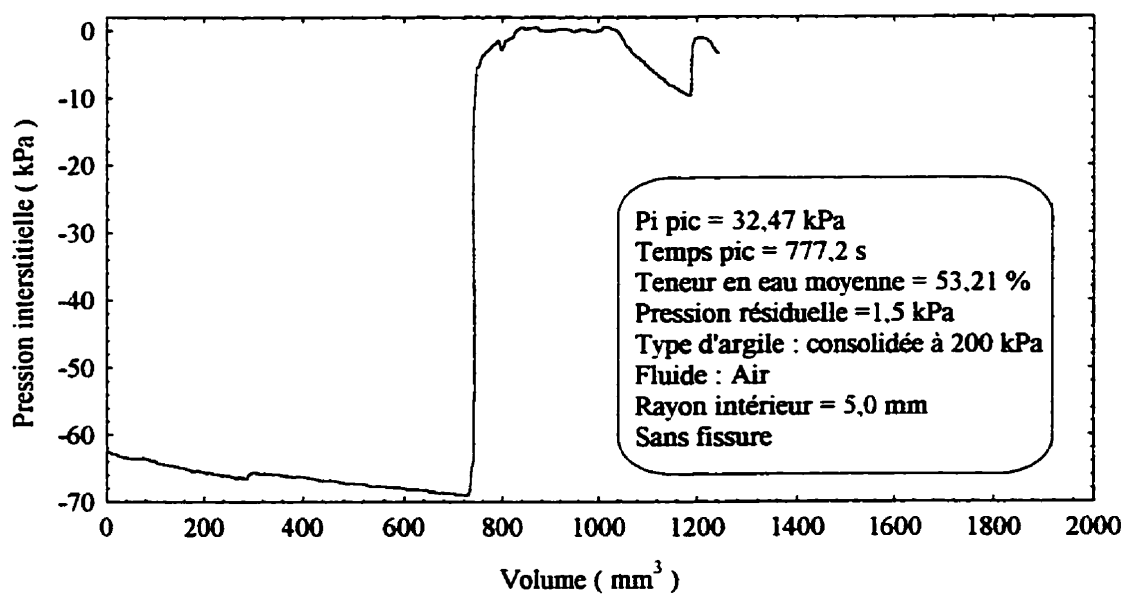


Figure A.28 : Variation de la pression interstitielle pendant l'essai avec l'air, pour une argile consolidée à 200 kPa et sans fissure

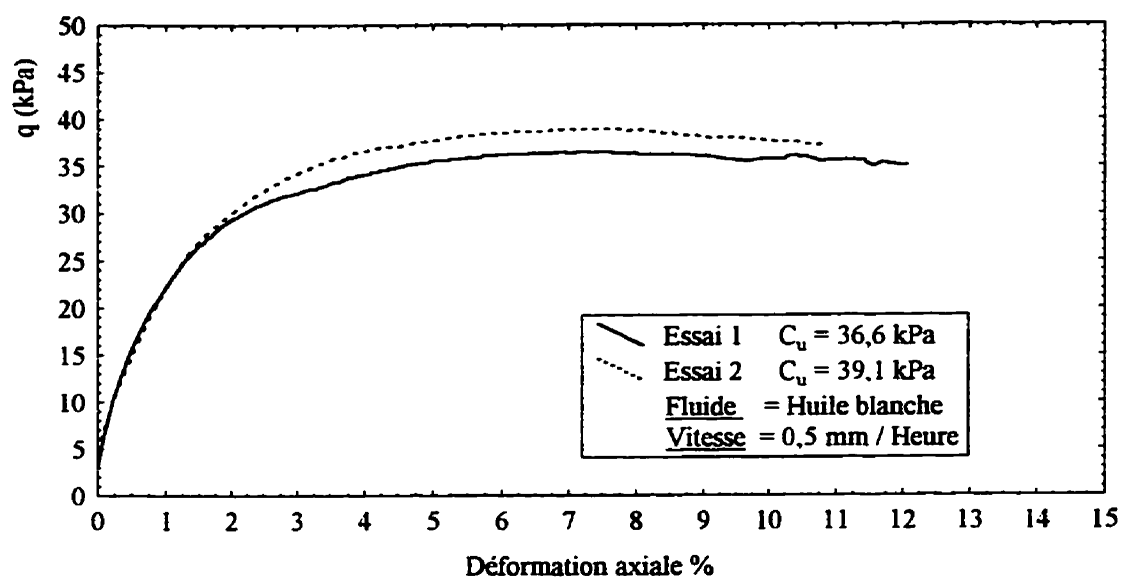


Figure A.29 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche

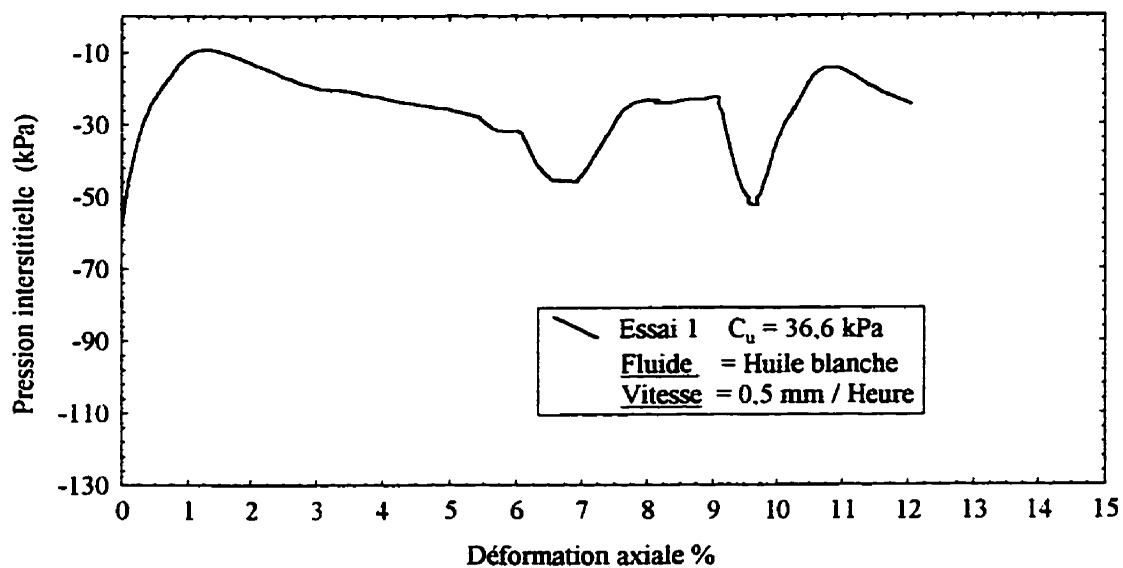


Figure A.30 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche

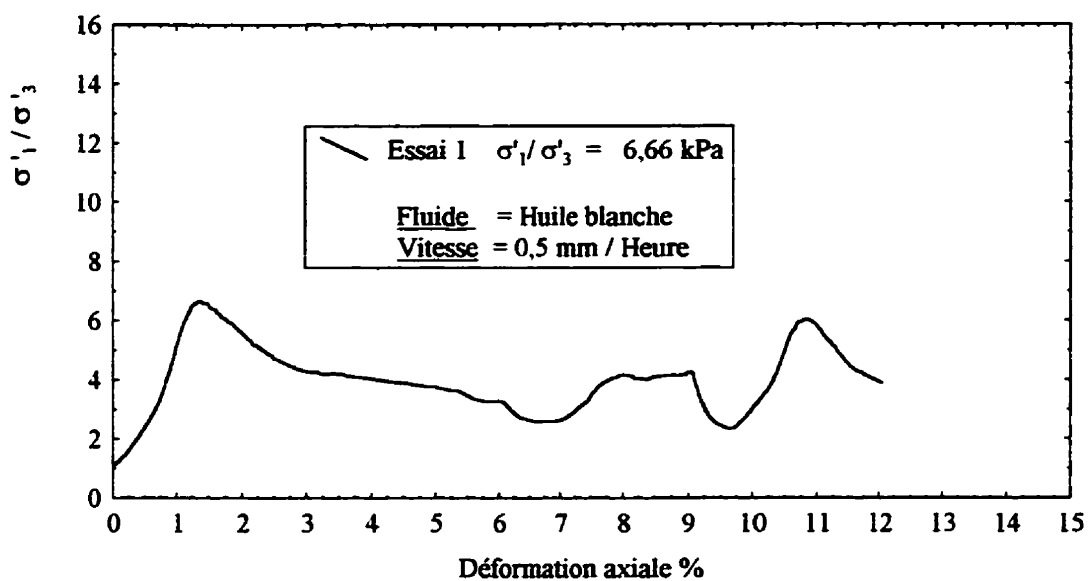


Figure A.31 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche

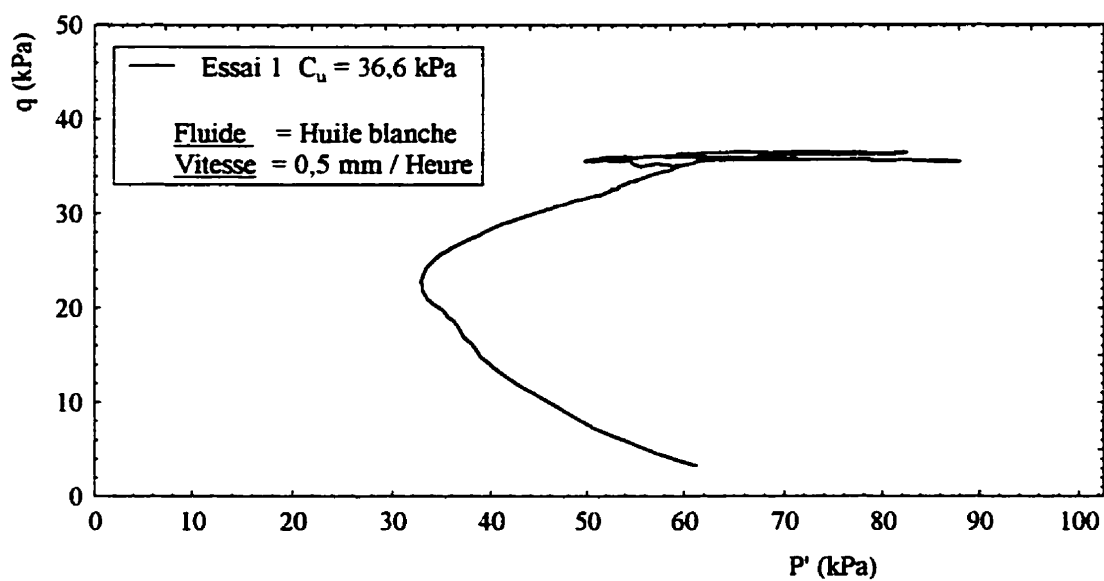


Figure A.32 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'huile blanche

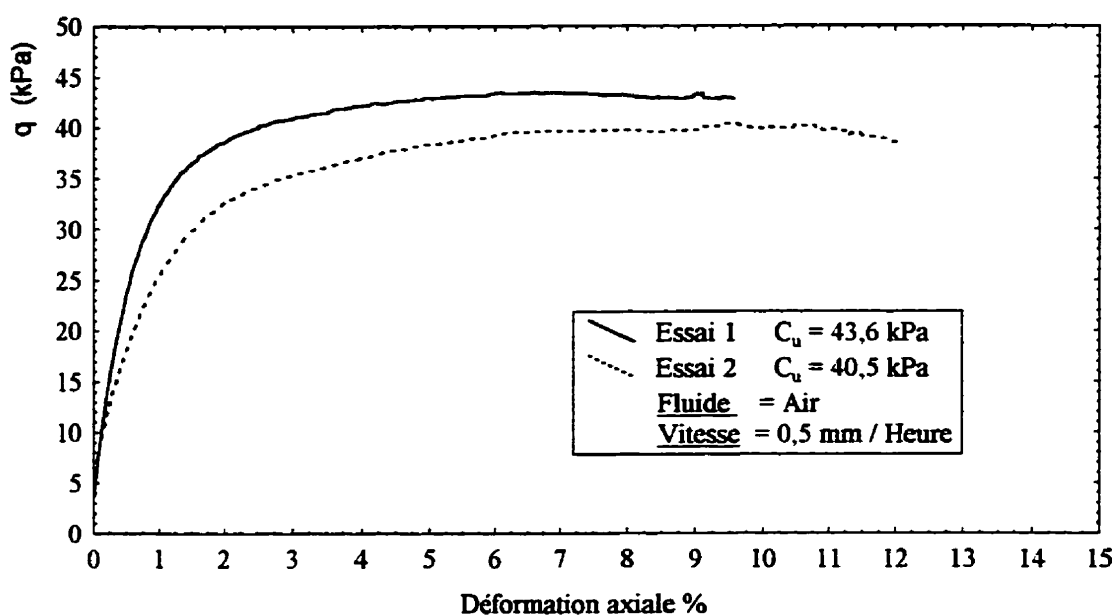


Figure A.33 : Essai de cisaillement avec l'échantillon baignant dans l'air

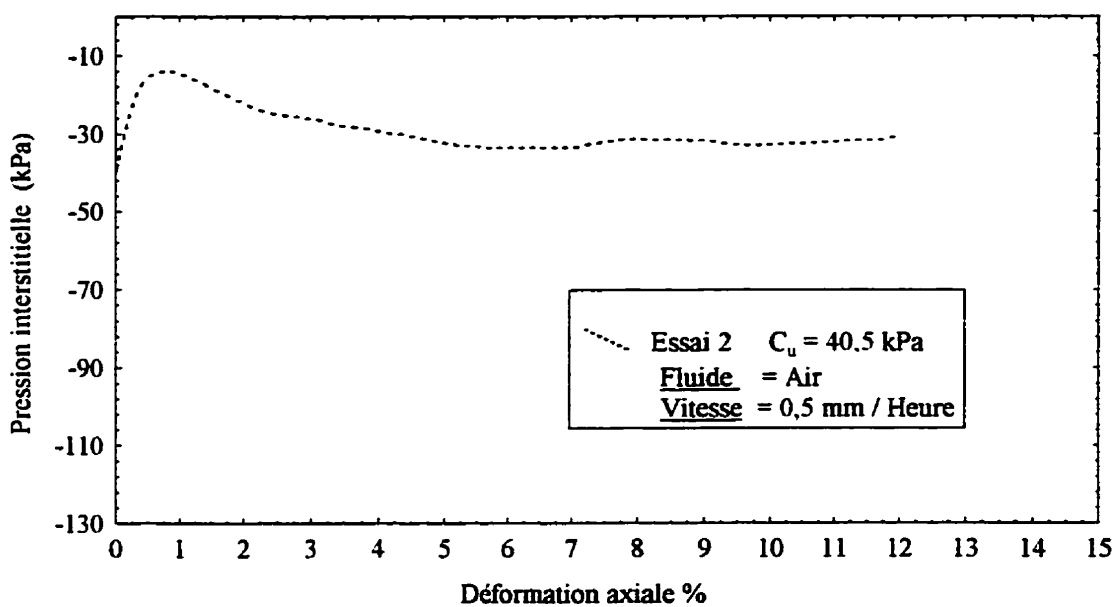


Figure A.34 : Pression interstitielle avec l'échantillon baignant dans l'air

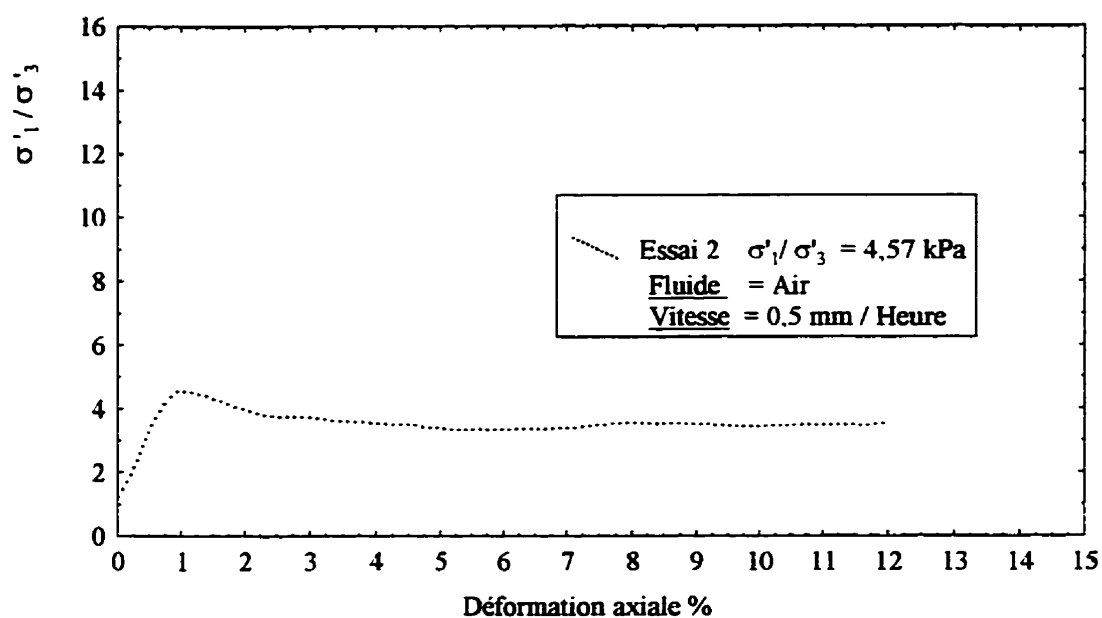


Figure A.35 : Rapport des contraintes effectives avec l'échantillon dans l'air

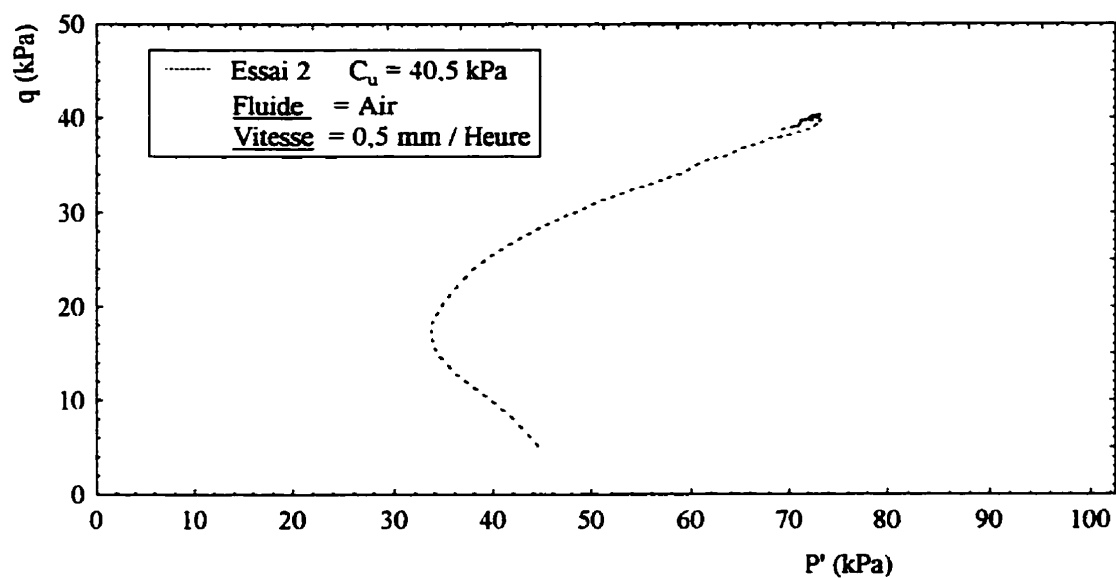
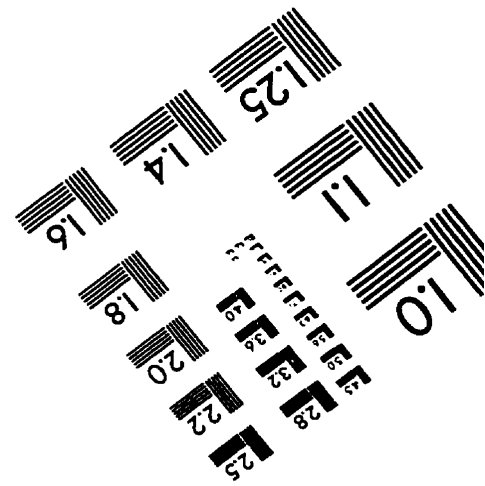
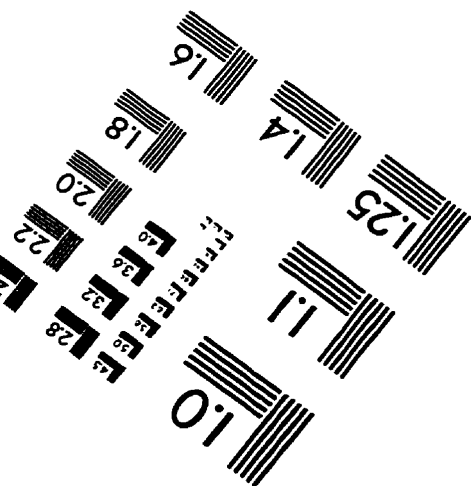
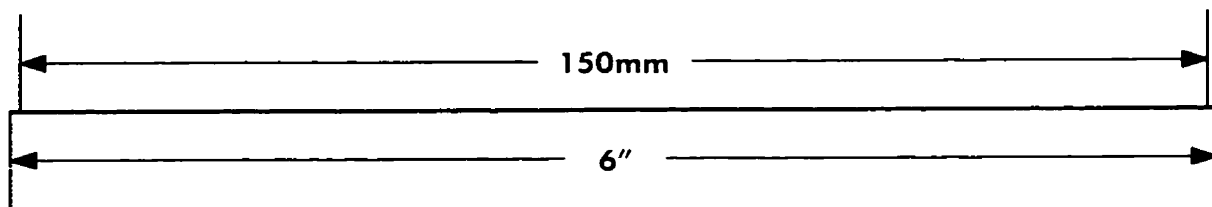
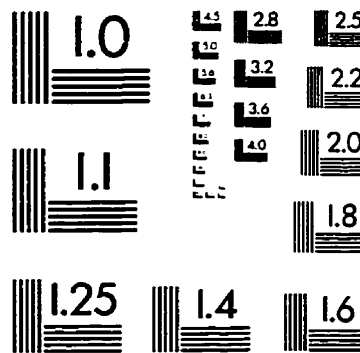
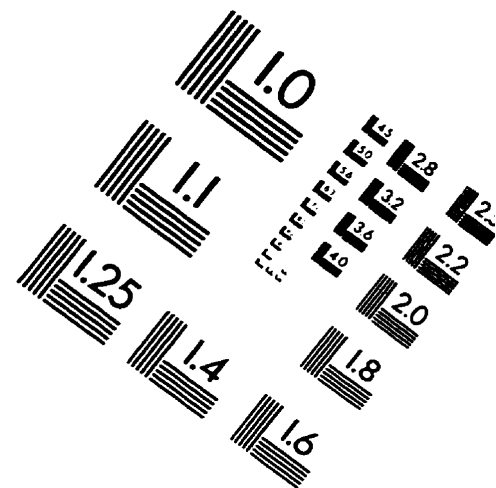
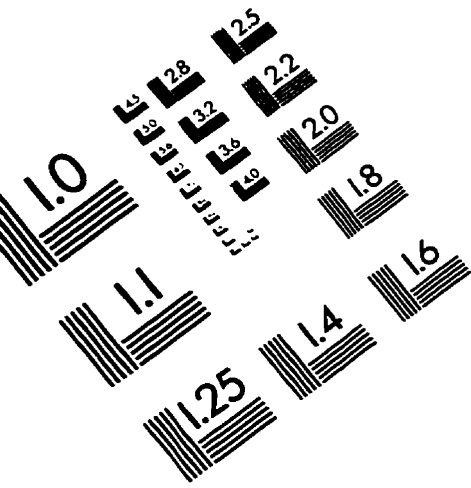


Figure A.36 : Cheminement de contraintes effectives avec l'échantillon baignant dans l'air

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)



APPLIED IMAGE, Inc.
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved